

ARMIERTER BETON.

1913. NOVEMBER.

INHALT:

Statische Untersuchung des Querschnittes der Lehnitzschleuse. Von Ingenieur G. Ewerding (Frankfurt a. O.). S. 395.

Neuere Ausführungen von Dachaufbauten in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. K. Schwaiger (Dresden). S. 404.

Das „n-fach statisch unbestimmte“ elastische Tragwerk und die Gültigkeitsgrenzen des Castiglianoschen Satzes. Theorie einer neuen Lösungsmethode und Anwendung

auf Beispiele der Praxis. Von Dipl.-Ing. Leo Lilienfeld (Prag). S. 411.

Neue Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 422. Runderlaß des Kgl. Polizei-Präsidiums Berlin. S. 424.

Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 424.

Wirtschaftliche Rundschau. S. 427.

Bücherbesprechungen. S. 430.

STATISCHE UNTERSUCHUNG DES QUERSCHNITTES DER LEHNITZSCHLEUSE.

Von Ing. G. Ewerding, Frankfurt a. O.

Die Lehnitzschleuse liegt bei Oranienburg, einem Berliner Vorort, im Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin. Sie ist nach der Spandauer Schleuse die erste zu Berg. In ihr werden die Kähne um 6 m auf den Spiegel des Malzer Kanals gehoben, der die Verbindung des alten Finowkanals mit dem Großschiffahrtsweg herstellt. Vom Finowkanal her wird ein großer Verkehr mit Finowkähnen auf dem unteren Teil des Großschiffahrtkanals einsetzen. Man hat daher die Lehnitzschleuse ungewöhnlich lang gebaut, 85 m, so daß bei einer normalen Schleusenbreite von 10 m zugleich 4 Finowkähne geschleust werden können.

Der Baugrund ist ein sehr guter, er besteht aus scharfem Sand, der zum Schluß in Kies übergeht. Man hat daher unbedenklich Kammerwände und Schleusensohle aus einem Stück herstellen können. Die Schleusen bei Niederfinow im Großschiffahrtsweg sind anders gebaut, da ist die Sohle durch eine Fuge von den Kammerwänden getrennt. Damit die Sohle gegen Auftrieb gesichert ist, hat man dort die Innenseite der Wände am Fuß unterschritten, so daß die Sohlenbreite sich nach oben verjüngt und die Sohle bei Übergewicht des Auftriebes von dem Gewicht der Wände gehalten wird. Die großen Biegungsspannungen, die bei Ausführung des Schleusentrogas aus einem Stück in der Sohle auftreten, verlangen etwa dreimal so große Sohlenstärke.

Die Sohle der Lehnitzschleuse ist 1,8 m dick und hat Eiseneinlagen von 40 und 45 mm Stärke.

Über die Berechnung von Schleusen und Docks hat Brennecke in seinem Buche: „Der Grundbau“ und in der Zeitschrift für Bauw. 1905 geschrieben. Es ist dann auch bei der Berechnung der Lehnitzschleuse auf die Erfahrungen und Vorschläge von

Brennecke Bezug genommen, ohne jedoch seine komplizierte Rechenweise in Anwendung zu bringen, man hat sich begnügt mit einfachen übersichtlichen Darstellungen, die nur von etwas ungünstigeren Annahmen ausgegangen sind.

Zu ungünstig scheinen die Annahmen nicht gewesen zu sein. Es scheint vielmehr gerade das Richtige getroffen zu sein. Auf jeden Fall hat die praktische Ausführung die Rechenweise gerechtfertigt.

Die Schleuse ist verschiedentlich trocken gelegt worden, wodurch die Sohle ungünstiger beansprucht wird, aber es haben sich keine Längsrisse gezeigt.

Berechnung des Schleusenkörpers.

Belastungs- und Gewichtsannahmen:

1. Betongewicht 2000 kg/cbm.
2. Armiertes Beton in der Schleusensohle 2200 kg/cbm.
3. Nasse Hinterfüllungserde über Grundwasser 2000 kg/cbm.
4. Erdgewicht im Grundwasser (vermindert um den Auftrieb) 1000 kg/cbm.
5. Reibungswinkel für die Erde über Grundwasser $\varphi = 30^\circ$.
6. Reibungswinkel für die Erde im Grundwasser $\varphi = 25^\circ$.
7. Erd- und Wasserdruck sollen horizontal angreifen.

Schleusenmauer.

Fall A. Fertige Schleuse mit Bodenhinterfüllung, Schleusenkammer leer.

Fall B. Fertige Schleuse mit Bodenhinterfüllung und Oberwasserfüllung.

$$J_s = J_I + J_{II} + \frac{F_I F_{II} a^2}{F_I + F_{II}}$$

$$= \frac{50^3}{12} + \frac{80^3}{12} + \frac{50 \cdot 80 \cdot 145^2}{50 + 80}$$

$$= 10\,420 + 42\,670 + 646\,900$$

$$= 700\,000 \text{ cm}^4.$$

Spannungen (Fig. 4).

Die Schwerachse liegt von der Querschnittsmitte 9 cm entfernt, der Durchgang von R_1 liegt $c_1 = 4$ cm von der Querschnittsmitte nach der gleichen Seite, so daß sich beide Größen subtrahieren:

$$f = 9 - 4 = 5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{48,9}{130} + \frac{48,9 \cdot 5 \cdot 114}{700\,000}$$

$$= 0,376 + 0,034 = 0,41 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{48,9}{130} - \frac{48,9 \cdot 5 \cdot 96}{700\,000}$$

$$= 0,376 - 0,036 = 0,34 \text{ kg/qcm.}$$

Die Sicherheit gegen Gleiten ist gegeben durch

$$\frac{W_1}{N_1} \leq 0,7, \quad \frac{9,1}{48,9} = 0,186 \leq 0,7.$$

Fuge II.

Lasten:

Mauergewichte:

$$N_1 \dots \dots \dots 48,9 \text{ kg/cm,}$$

$$G_4 = \frac{1,5 + 1,3}{2} \cdot 0,7 \cdot \frac{2000}{100} = 19,6 \text{ „}$$

$$G_5 = \frac{3,0 + 3,2}{2} \cdot 0,7 \cdot \frac{2000}{100} = 43,4 \text{ „}$$

$$G_6 = \frac{4,4 + 4,3}{2} \cdot 0,3 \cdot \frac{2000}{100} = 26,1 \text{ „}$$

$$G_7 = 2,1 \cdot 4,4 \cdot \frac{2000}{100} = 184,8 \text{ „}$$

$$\underline{\hspace{10em}} 322,8 \text{ kg/cm.}$$

Hiervon geht der halbe Turbinenkanalquerschnitt ab:

$$G_8 = \frac{1}{2} \cdot 0,8^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{2000}{100} = 5,0 \text{ kg/cm}$$

Summe der senkrechten Kräfte

$$N_2 = 317,8 \text{ kg/cm.}$$

Der zugehörige Wasserdruck

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot 5,75^2 \cdot \frac{1000}{100} = 165,3 \text{ kg/cm.}$$

Die Spannungen erhält man nach Zusammensetzung der senkrechten und wagerechten Kräfte (Abb. 2, Pol O_2) aus Fig. 5 nach der Formel:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N f e}{J}.$$

Der Durchgang von R_2 liegt um $c_2 = 0,57$ m aus der Querschnittsmitte; da Fuge II ein symmetrischer Querschnitt ist, so ist

$$c_2 = f = 0,57 \text{ m.}$$

Ferner

$$F = 380 \text{ qcm.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{317,8}{380} + \frac{317,8 \cdot 57 \cdot 380}{\frac{380^3}{12} \cdot 2}$$

$$= 0,84 + 0,77 = 1,68 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{317,8}{380} - \frac{317,8 \cdot 57 \cdot 380}{\frac{380^3}{12} \cdot 2}$$

$$= 0,84 - 0,77 = 0,07 \text{ kg/qcm.}$$

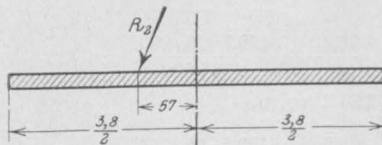


Fig. 5.

Fuge III.

Belastungen:

Mauergewichte:

$$N_2 \dots \dots \dots 317,8 \text{ kg/cm,}$$

$$G_9 = \frac{1,5 + 1,8}{2} \cdot 1,1 \cdot \frac{2000}{100} = 36,3 \text{ „}$$

$$G_{10} = 1,8 \cdot 3,8 \cdot \frac{2000}{100} = 136,8 \text{ „}$$

$$\underline{\hspace{10em}} 490,9 \text{ kg/cm.}$$

Hiervon geht ab der halbe kreisförmige Teil des Umlaufes

$$G_{11} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,6^2 \pi}{4} \cdot \frac{2000}{100} = 20,2 \text{ „}$$

Summe der senkrechten Kräfte

$$N_3 = 470,7 \text{ kg/cm,}$$

der zugehörige Wasserdruck

$$W_3 = \frac{1}{2} \cdot 7,55^2 \cdot \frac{1000}{100} = 285,0 \text{ kg/cm.}$$

Die Zusammensetzung der senkrechten und wagerechten Kräfte ist in Fig. 1 u. 2 mit Pol O_3 gemacht. Der Durchgang von R_3 liegt um $c_3 = 0,88$ aus der Querschnittsmitte. Da aber Unsymmetrie vorliegt, hat man mit Fig. 6 den Abstand des Durchganges von der Schwerachse zu bestimmen.

Bezieht man die einzelnen Flächen auf die Schwerachse von F , dann erhält man

$$(1,9 + 1,4) x = 1,4 \cdot 3,25,$$

$$x = 1,38 \text{ m.}$$

Die Entfernung der Symmetrieachse von der Schwerachse ist

$$\frac{4,9}{2} - 2,33 = 0,12,$$

folglich $f = 0,88 - 0,12 = 0,76$ m.

$$J_s = J_I + J_{II} + \frac{F_I \cdot F_{II} \cdot a^2}{F_I + F_{II}},$$

$$J_s = \frac{190^3}{12} + \frac{140^3}{12} + \frac{190 \cdot 140 \cdot 325^2}{190 + 140}$$

$$J_s = 571\,853 + 228\,667 + 8\,513\,480 = 9\,314\,000 \text{ cm}^4.$$

Mit diesen Werten wird

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot f \cdot e}{J},$$

$$\sigma_{\max} = \frac{470,7}{330} + \frac{470,7 \cdot 76 \cdot 233}{9\,314\,000} = 1,426 + 0,834 = 2,26 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{470,7}{330} - \frac{470,7 \cdot 76 \cdot 257}{9\,314\,000} = 1,426 - 0,986 = 0,44 \text{ kg/qcm}.$$

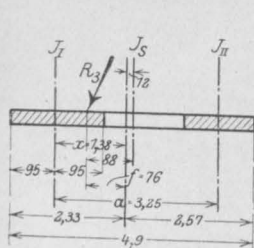


Fig. 6.

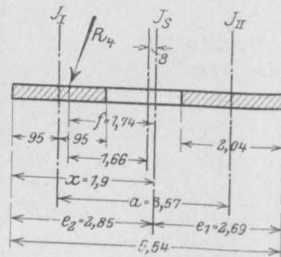


Fig. 7.

Um gegen ein Gleiten des Mauerwerkes auf der Fuge gesichert zu sein, muß sein:

$$\frac{W_3}{N_3} \leq 0,7, \quad \frac{285}{470,7} = 0,65 < 0,7.$$

Fuge IV.

Mauergewichte:

$$N_3 \dots \dots \dots 470,7 \text{ kg/cm},$$

$$G_{12} = 1,3 \cdot 4,9 \cdot \frac{2000}{100} = 127,4 \text{ „}$$

$$G_{13} = \frac{1}{2} \cdot 0,64 \cdot 1,3 \cdot \frac{2000}{100} = 8,3 \text{ „}$$

$$606,4 \text{ kg/cm}.$$

Hiervon geht ab der rechteckige Teil des Umlaufs

$$G_{14} = 1,3 \cdot 1,6 \cdot \frac{2000}{100} = 41,6 \text{ „}$$

Summe der senkrechten

$$\text{Kräfte} \quad N_4 = 564,8 \text{ kg/cm}.$$

Der zugehörige Wasser-

$$\text{druck } W_4 = \frac{1}{2} \cdot 8,85^2 \cdot \frac{1000}{100} = 391,6 \text{ „}$$

Die Zusammensetzung der horizontalen und vertikalen Kräfte ist in Fig. 1 u. 2 mit Pol O_4 gemacht. Die Summe beider R_4 ist von der Querschnittsmitte um $c_4 = 1,66$ m entfernt.

Die Bestimmung der Schwerachsenlage erfolgt an Fig. 7.

$$(1,9 + 2,04) \cdot x = 2,04 \cdot 3,57, \\ x = 1,9 \text{ m}.$$

Die Entfernung der Achsen

$$2,77 - 2,69 = 0,08 \text{ m},$$

also $f = 1,66 + 0,08 = 1,74$ m.

$$J_s = J_I + J_{II} + \frac{F_I \cdot F_{II} \cdot a^2}{F_I + F_{II}}$$

$$J_s = \frac{190^3}{12} + \frac{204^3}{12} + \frac{190 \cdot 204 \cdot 357^2}{394},$$

$$J_s = 571\,583 + 707\,472 + 12\,537\,876 = 13\,816\,931 \text{ cm}^4,$$

$$J_s = 13\,820\,000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{564,8}{394} + \frac{564,8 \cdot 174 \cdot 285}{13\,820\,000} = 1,435 + 2,165 = 3,6 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{564,8}{394} - \frac{564,8 \cdot 174 \cdot 269}{13\,820\,000} = 1,435 - 2,115 = -0,68 \text{ kg/qcm};$$

zulässig ist eine Zugbeanspruchung bis zu 1 kg/qcm.

Ferner muß sein

$$\frac{W_4}{N_4} \leq 0,7; \quad \frac{391,6}{564,8} = 0,692 < 0,7.$$

Westliche Schleusenmauer.

Fall A. Über dem Grundwasserstand von 34 N.N. ist nasse Erde vom Gewicht 2000 kg/cbm mit einem Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ angenommen worden.

Fuge I.

1. Erddruck der Hinterfüllung. Höhe 2,85 m.

$$E_1' = \frac{1}{2} \gamma_e h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{2000}{100} \cdot 2,85^2 \cdot \frac{1}{3} = 27,1 \text{ kg/cm}.$$

Dargestellt wird der Erddruck durch ein Dreieck von der Höhe $h = 2,85$ und der Breite

$$b = \frac{2,85}{3} = 0,95 \text{ m};$$

2. Erddruck infolge Auflast 400 kg/qm,

$$E_1'' = p h \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{400}{100} \cdot 2,85 \cdot \frac{1}{3} = 3,8 \text{ kg/cm}.$$

Dieser Ausdruck erscheint als Rechteck von der Höhe 2,85 und der Breite $b = \frac{1}{3} = 0,33$ m.

Will man beide Größen zu einer Figur adieren, so hat man die eine für die Belastung der anderen umzurechnen. Die Höhen bleiben hierbei bestehen. Um das Rechteck umzurechnen, hat man b zu reduzieren auf:

$$b = 0,33 \cdot \frac{400}{2000} = 0,067 \text{ m.}$$

Die Belastung für Fuge I setzt sich also zusammen aus einem Rechteck $0,067 \cdot 2,85$ und einem Dreieck $0,95 \cdot 2,85$. Die Summe beider sei E_1 in $\frac{1}{3}$ der Höhe.

$$E_1 = E_1' + E_1'' = 27,1 + 3,8 = 30,9 \text{ kg/cm.}$$

Fuge III.

Die Belastung erfolgt durch Erde im Grundwasser mit 1000 kg/cbm durch die Auflast mit 400 kg/qm und den Wasserdruck mit 1000 kg/cbm .

$$h = 7,85 \text{ m}$$

$$\text{tg}^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) = 0,406.$$

$$E_3' = \frac{1}{2} \cdot \frac{1000}{100} \cdot 7,85^2 \cdot 0,406 = 125,1 \text{ kg/cm.}$$

E_3' wird durch die Dreiecksfläche von der Höhe $h = 7,85 \text{ m}$ und der Breite $b = 7,85 \cdot 0,406 = 3,19 \text{ m}$ dargestellt. Die Breite b wird reduziert auf

$$b = 3,19 \cdot \frac{1000}{2000} = 1,6 \text{ m für nasse Erde.}$$

Erddruck infolge Auflast

$$E_3'' = p \cdot h \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right) = \frac{400}{100} \cdot 7,85 \cdot 0,406 = 12,7 \text{ kg/cm.}$$

Das Rechteck besteht aus $h = 7,85$ und der für nasses Erdgewicht umgeformten Breite

$$b = 0,406 \cdot \frac{400}{2000} = 0,081 \text{ m.}$$

Wasserdruck:

$$W_3 = \frac{h^2}{2} \cdot \frac{1000}{100} = \left(\frac{7,85 - 3,65}{2} \right)^2 \cdot \frac{1000}{100} = 88,2 \text{ kg/cm.}$$

Umgeformt für nasses Erdgewicht, wird mit $h = 4,2 \text{ m}$:

$$b = 4,2 \cdot \frac{1000}{2000} = 2,1 \text{ m.}$$

Berechnung der Mauerpressungen.

Fuge I (Fig. 8 u. 9).

$$\text{Mauergewicht } G_1 = 2,4 \cdot 2,85 \cdot \frac{2000}{100} = 136,8 \text{ kg/cm,}$$

$$\text{Erddruck } E_1 = 30,9$$

Der Durchgang der Summe aus G_1 und E_1 liegt $c_1 = 0,21 \text{ m}$ von der Querschnittsmitte entfernt (Fig. 11).

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N f e}{J},$$

$$N = 136,8, \quad F = 240 \text{ q/cm,} \quad f = c_1 = 21 \text{ cm,}$$

$$e = \frac{240}{2}, \quad J = \frac{240^3}{12}.$$

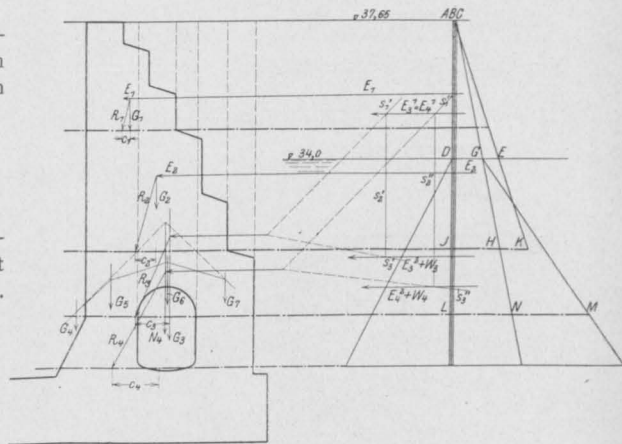


Fig. 9.

Fig. 8.

$$\sigma_{\max} = \frac{136,8}{240} + \frac{136,8 \cdot 21 \cdot \frac{240}{2}}{\frac{240^3}{12}} = 0,87 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{136,8}{240} - \frac{136,8 \cdot 21 \cdot \frac{240}{2}}{\frac{240^3}{12}} = 0,27 \text{ kg/qcm.}$$

Sicherheit gegen Gleiten ist vorhanden mit

$$\frac{E_1}{G_1} \leq 0,7; \quad \frac{30,9}{136,8} = 0,226.$$

Fuge II.

Mauergewicht:

$$G_2 = 3,8 \cdot 6,05 \cdot \frac{2000}{1000} = 459,8 \text{ kg/cm.}$$

Belastungsfigur für Fuge II ist

$$ABED + DGHJ + GHF,$$

sie setzt sich aus den umgeformten Flächen für Erdgewicht im Grundwasser und Wasserdruck zusammen. Diese Flächen sind ungefähr ebenso groß wie JABK. Zur Vereinfachung der Rechnung soll mit dieser gearbeitet werden.

$$E_2' = \frac{1}{2} \cdot \frac{2000}{100} \cdot 6,05^2 \cdot \frac{1}{3} = 122 \text{ kg/cm,}$$

$$E_2'' = \frac{400}{100} \cdot 6,05 \cdot \frac{1}{3} = 8,1$$

$$E_2 = E_2' + E_2'' = 130,1 \text{ kg/cm.}$$

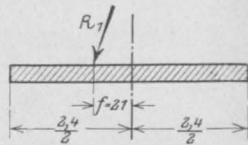


Fig. 11.

E_2 wirke in $\frac{1}{3} h$ über der Fuge II. Die Zusammensetzung mit G_2 erfolgt mit dem Pol O_2 (Fig. 9 u. 10). Der Durchgang der Summe liegt um $c_2 = 0,50$ m von der Querschnittsmitte entfernt (Fig. 12).

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot f \cdot e}{J},$$

$$N = G_2 = 459,8, \quad F = 380 \text{ qcm}, \quad f = c_2 = 50 \text{ cm},$$

$$e = \frac{38}{2}, \quad J = \frac{380^3}{12}$$

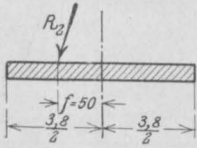


Fig. 12.

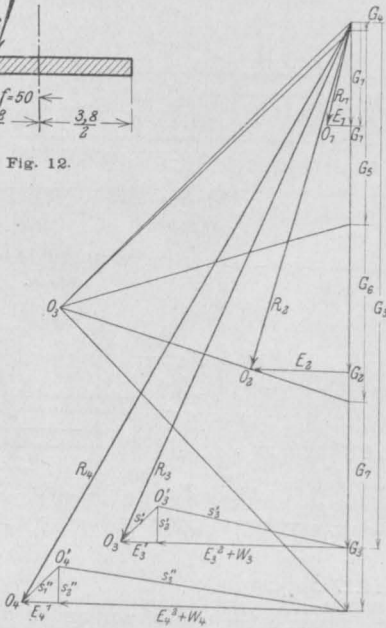


Fig. 10.

$$\sigma_{\max} = \frac{459,8}{380} + \frac{459,8 \cdot 50}{380^3} \cdot \frac{38}{2} = 1,21 + 0,96$$

$$= 2,17 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{459,8}{380} - \frac{459,8 \cdot 50}{380^3} \cdot \frac{38}{2} = 1,21 - 0,96$$

$$= 0,25 \text{ kg/qcm}.$$

Fuge III.

Mauergewicht. Von dem Mauerkörper ist der obere Teil des Umlaufquerschnittes abzuziehen. Da die Schwerachse des Mauerkörpers und des Umlaufes nur 5 cm voneinander entfernt sind und dieser Teil des Umlaufquerschnittes im Verhältnis zum ganzen Mauerkörper sehr klein ist, wird für die Ermittlung der äußeren Kräfte die Schwerachse des Mauerkörpers als maßgebend angesehen.

$$G_3' = 7,85 \cdot 4,5 \cdot \frac{2000}{100} = 706,5 \text{ kg/cm},$$

$$G_3'' = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,6^2 \pi}{4} \cdot \frac{2000}{100} = -20,1 \text{ „}$$

$$G_3 = 686,4 \text{ hg/cm}.$$

Die Druckflächen vom Erd- und Wasserdruck sind:

$$ABED + DGNL + GNM.$$

Hiervon errechnet sich DGNL aus ACNL—ACGD, wobei zu beachten ist, daß der über Grundwasser liegende Teil des Bodens das doppelte Gewicht hat, man also nicht direkt mit den Dreiecken ACNL und ACGD arbeiten darf. Die über Grundwasser liegenden Höhentile sind zu verdoppeln, um Erddrucke vom Gewicht 1000 kg/cm zu bekommen. Der Teil

$$ABED = E_3^1 = \frac{1}{2} \cdot 3,65^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{2000}{100} + \frac{400}{100} \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,65$$

$$E_3^1 = 44,4 + 4,9 = 49,3 \text{ kg/cm}.$$

$$\text{Der Teil GNM} = W_3 = 88,20 \text{ kg/cm}.$$

$$\text{Der Teil DGNL} = E_3^2 = ACNL - ACGD.$$

$$E_3^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,406 (4,2 + 3,65 \cdot 2)^2 \cdot \frac{1000}{100}$$

$$+ \frac{400}{100} \cdot 0,406 (4,2 + 3,65 \cdot 2)$$

$$- \frac{1}{2} \cdot 0,406 (3,65 \cdot 2)^2 \cdot \frac{1000}{100}$$

$$- \frac{400}{100} \cdot 0,406 (3,65 \cdot 2),$$

$$E_3^2 = 268,47 + 18,68 - 108,2 - 11,84 = 167,11 \text{ kg/cm}$$

(der Erddruck infolge Auflast konnte auch direkt bestimmt werden).

Nach Bestimmung der Schwerpunkte der Druckfiguren werden E_3^1 , E_3^2 und $W_3 = E_3$ mit Seilpolgoen (Pol O_5) addiert. Hierbei kann man E_3^2 und

$$W_3 = 167,11 + 88,20 = 255,31$$

zusammenfassen.

Ermittlung der Spannungen (Fig. 13).

In bezug auf Achse II:

$$(1,4 + 1,5) \times = 1,4 \cdot 3,05,$$

$$\times = 1,47,$$

$$J_s = J_I + J_{II} + \frac{F_I F_{II} a^2}{F_I + F_{II}}$$

$$= \frac{140^3}{12} + \frac{150^3}{12} + \frac{140 \cdot 150 \cdot 305^2}{290}$$

$$= 228667 + 281250 + 6736293 = 7246210 \text{ cm}^4$$

$$= \text{rd. } 7246000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N f e}{J},$$

$$N = G_3 = 686,4 \text{ kg/cm};$$

$$F = 290, \quad e_1 = 2,28, \quad e_2 = 2,22 \text{ m}.$$

Der Abstand des Durchganges der Summe R_3 von der Querschnittsmitte der Fuge III ist $e_3 = 90$ cm. Die Schwerachse liegt von der Symmetrieachse 6 cm ab, so daß $f = 90 + 6 = 96$ cm wird.

$$\sigma_{\max} = \frac{686,4}{290} + \frac{686,4 \cdot 96 \cdot 228}{7\,246\,000}$$

$$= 2,37 + 2,07 = 4,44 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{\min} = 2,37 - \frac{686,4 \cdot 96 \cdot 222}{7\,246\,000}$$

$$= 2,37 - 2,01 = 0,36 \text{ kg/qcm.}$$

Sicherheit gegen Schub in der Fuge III ist vorhanden mit:

$$0,7 \geq \frac{E_3^1 + E_2^2 + W_3}{G_3} = \frac{304,6}{686,4} = 0,44.$$

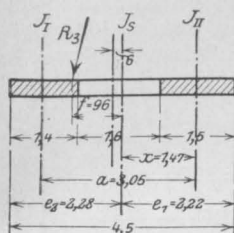


Fig. 13.

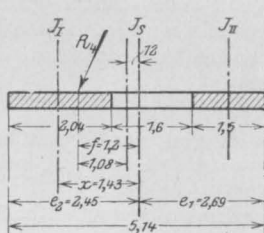


Fig. 14.

Fuge IV.

Mauergewichte:

$$G_4 = \frac{1}{2} \cdot 0,64 \cdot 1,3 \cdot \frac{2000}{100} = 8,3 \text{ kg/cm,}$$

$$G_5 = 9,15 \cdot 1,4 \cdot \frac{2000}{100} = 256,2 \text{ „}$$

$$G_6 = [1,6 \cdot 9,15 - 3,09 (\text{Umlauf})] \cdot \frac{2000}{100} = 231,0 \text{ „}$$

$$G_7 = 9,15 \cdot 1,5 \cdot \frac{2000}{100} = 274,5 \text{ „}$$

$$N_4 = 770,0 \text{ kg/cm.}$$

Der Erddruck setzt sich zusammen aus

$$E_4^1 = E_3^1 = 49,3 \text{ kg/cm}$$

und dem Erddruck E_4^2 , bei dessen Errechnung man die Auflast durch den doppelt so schweren Boden über Grundwasser durch Verdopplung der Höhen oberhalb der Grundwasserlinie in den Erddruckdreiecken berücksichtigt. Hiervon bleibt der Einfluß der Auflast unberührt.

$$E_4^2 = \frac{400}{100} \cdot 5,5 \cdot 0,406 = 8,9 \text{ kg/cm,}$$

$$+ \frac{1}{2} (5,5 + 2 \cdot 3,65)^2 \cdot 0,406 \cdot \frac{1000}{100} = 332,6 \text{ „}$$

$$- \frac{1}{2} (2 \cdot 3,65)^2 \cdot 0,406 \cdot \frac{1000}{100} = -108,2 \text{ „}$$

$$233,3 \text{ kg/cm,}$$

$$W_4 = \frac{1}{2} \cdot 5,5^2 \cdot \frac{1000}{100} = 151,3 \text{ „}$$

$$E_4^2 + W_4 = 384,6 \text{ kg/cm.}$$

Spannungen:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N f e}{J}.$$

Da der Querschnitt unsymmetrisch ist, so hat man zuerst seine Schwerachsenlage zu bestimmen (Fig. 14).

In bezug auf Achse I ist:

$$(2,04 + 1,5) x = 1,5 \cdot 3,37,$$

$$x = 1,43 \text{ m,}$$

$$J_s = J_I + J_{II} + \frac{F_I F_{II} a^2}{F_I + F_{II}}$$

$$= 707\,472 + 281\,250 + \frac{204 \cdot 150 \cdot 337^2}{204 + 150},$$

$$= 10\,806\,000 \text{ cm}^4.$$

$e_4 = 1,20$ m Abstand des Durchgangspunktes der Summe R_4 von der Querschnittsmitte

$$f = 1,20 - 0,12 = 1,08,$$

$$N_4 = 770,0 \text{ kg/cm, } F = 354 \text{ qcm,}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{770}{354} + \frac{770 \cdot 1,08 \cdot 245}{10\,806\,000}$$

$$= 2,175 + 1,886 = 4,06 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{770}{354} - \frac{770 \cdot 1,08 \cdot 269}{10\,806\,000}$$

$$= 2,175 - 2,07 = 0,10 \text{ kg/qcm.}$$

Sicherheit gegen Gleiten des Mauerteils oberhalb der Fuge IV ist gegeben mit

$$0,7 \geq \frac{E_4 + W_4}{N_4} = \frac{384,6}{770} = 0,5.$$

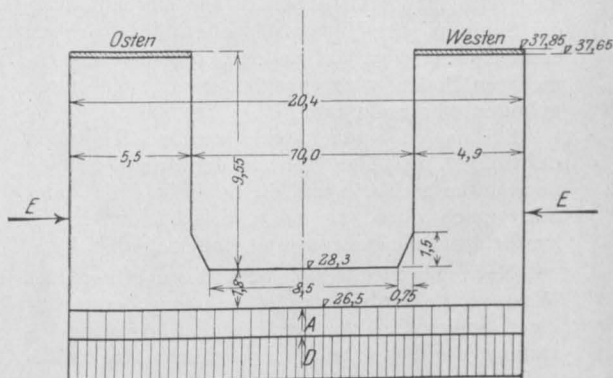


Fig. 15.

Berechnung der Schleusensohle.

Die Sohle besteht aus Eisenbeton vom Gewicht 2,2 t/cbm. Sie wird berechnet als eingespannter Balken, der gleichmäßig mit einer Last q kg/m belastet ist. Das Maximalmoment tritt an den Einspannstellen auf. Es hat die Größe:

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{12}.$$

Kräfte bei gefüllter Schleusenammer:

a) Wagerecht:

1. Erddruck E , einschließlich des äußeren Grundwasserdruckes,
2. der Wasserdruk W der Wasserfüllung;

b) senkrecht:

1. das Mauergeriht der Sohle und Wände (abzüglich der Umlaufkanäle) $\sum G$,
2. das Geriht der Wasserfüllung $\sum W$,
3. der Auftrieb A ,
4. die Erdreaktion D .

Für die Beanspruchung der Sohle kommen die wagerechten Kräfte nicht in Betracht, weil die Kammerwände standsicher sind.

Die Gleichgewichtsbedingung für die senkrechten Kräfte lautet daher:

$$\sum G + G_w - A = D,$$

$$D = \sum G + G_w - A \text{ bei gefüllter Schleuse,}$$

$$D = \sum G - A \text{ bei leerer Schleuse.}$$

Nach Brennecke verteilt sich bei felsigem Grunde die Erdreaktion genau im Verhältnis der über den einzelnen Stellen der Sohle lagernden Gewichte. Unter den Schleusenammern, wo die größten Gewichte angesammelt sind, würde auch die größte Erdreaktion sein. Eine Durchbiegung der Sohle in der Mitte nach oben kann jedoch nicht eintreten, da die Enden der Sohle, unnachgiebigen Boden vorausgesetzt, nicht nach unten gebogen werden können.

Bei nachgiebigem Boden werden die Enden der Sohle durch das Geriht der Kammerwände nach unten gedrückt und die Sohle folglich in der Mitte nach oben, so lange, bis durch Bodenverdichtung ein Ruhezustand eingetreten ist.

Nach Brennecke ist nicht der Auftrieb des Wassers die erste Veranlassung zur Zerstörung einer Schleusensohle, sondern die ungleiche Belastung der Sohle bei nahezu gleichmäßiger Verteilung der Erdreaktion.

Der Baugrund besteht hier aus Kies und scharfem Sand. Es soll mit dem ungünstigen Fall: gleichmäßige Verteilung der Erdreaktion, gerechnet werden.

Das Grundwasser steht auf Ordinate 34,0 N.N.
Die Schleusensohle liegt auf Ordinate 26,5 N.N.
Die Schleusensohlenbreite ist 20,4 m.
Der Auftrieb komme voll zur Geltung.
Das Oberwasser steht auf Ordinate 37,1 N.N.
Die Kammersohle liegt auf Ordinate 28,3 N.N.

Für 1 m Tiefe des Schleusenquerschnittes ist

der Auftrieb

$$A = (34,0 - 26,5) \cdot 20,4 \cdot 1,0 = 153,0 \text{ t,}$$

das Wassergewicht

$$G_w = (37,1 - 28,3) \cdot 10,0 \cdot 1,0 = 88,0 \text{ t,}$$

das Mauergeriht

$$\sum G = \sum G' + \sum G''$$

$$\sum G' = \text{Geriht der Schleusenwände,}$$

$$\sum G'' = \text{Geriht der Schleusensohle.}$$

Die auf den Abtreppungen lagernde Bodenmasse ist mit dem Geriht des Mauerwerks in Rechnung gebracht worden. Als Auflast ist eine 400 kg/qm schwere Verkehrslast in eine Belastungshöhe von $\frac{400}{2000} = 0,2 \text{ m}$ umgerechnet worden.

Hiermit wird die Höhe der Kammerwände

$$37,65 + 0,20 - 28,3 = 9,55 \text{ m,}$$

der Umlaufquerschnitt = 3,21 qm.

$$\sum G' = 2 \text{ t/cbm} \left[9,55 \cdot (5,5 + 4,9) + 2 \cdot \frac{0,75 \cdot 1,5}{2} - 2 \cdot 3,21 \right] = 188,06 \text{ t,}$$

$$\sum G'' = 20,4 \cdot 1,8 \cdot 2,2 = 80,78 \text{ t,}$$

$$\sum G = 269 \text{ t.}$$

Erdreaktion bei gefüllter Schleuse

$$D = \sum G + G_w - A = 269 + 88 - 153 = 204 \text{ t,}$$

Erdreaktion bei leerer Schleuse

$$D = \sum G - A = 269 - 153 = 116 \text{ t.}$$

Die Belastung q der Schleusensohle setzt sich zusammen aus:

bei gefüllter Schleuse

$$q = q_D + q_A - q_{\sum G''} - q_{\sum W}$$

$$\text{Von der Erdreaktion } q_D = \frac{204}{20,4} = + 10,0 \text{ t/m,}$$

$$\text{vom Auftrieb } q_A = \frac{153}{20,4} = + 7,5 \text{ " ,}$$

$$\text{von der Wasserfüllung } q_{G_w} = \frac{88}{10} = - 8,8 \text{ " ,}$$

$$\text{vom Eigengewicht der Sohle } q_{\sum G''} = \frac{81}{20,4} = - 4,0 \text{ " ,}$$

$$q = 4,7 \text{ t/m.}$$

bei leerer Schleuse

$$q = q_D + q_A - q_{SG''}.$$

Von der Erdreaktion $q_D = \frac{116}{20,4} = 5,7 \text{ t/m}$,
vom Auftrieb $q_A = +7,5 \text{ „}$,
vom Eigengewicht der Sohle $q_{SG''} = -4,0 \text{ „}$,
 $q = 9,2 \text{ t/m}$.

Es wird für $l = 8,5 \text{ m}$ (Fig. 16):

an der Einspannstelle

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{12} = \frac{9,2 \cdot 8,5^2}{12} = 55,4 \text{ mt} = 5\,540\,000 \text{ cmkg},$$

in der Mitte $M = \frac{q l^2}{24} = \frac{5\,540\,000}{2} = 2\,770\,000 \text{ „}$.

Beide Momente wirken entgegengesetzt. In der Sohlenmitte muß das Eisen in den oberen Schichten, an den Seiten

in den unteren verlegt werden. Um aber auch unvorhergesehenen Zugbeanspruchungen begegnen zu können, die durch ungleichmäßiges Setzen des Mauerwerkes, etwa beim Bau einer zweiten Schleuse eintreten könnten, sind beide Eisen durch

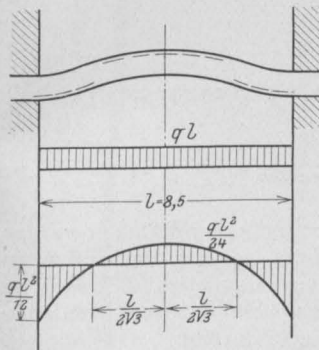


Fig. 16.

die ganze Sohle hindurchgeführt worden (Fig. 17)

Nach den Bestimmungen für Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen wird für die Sohlenmitte, nach den Formeln für Platten mit

$$M = \frac{q l^2}{24} = 2\,770\,000 \text{ cmkg}.$$

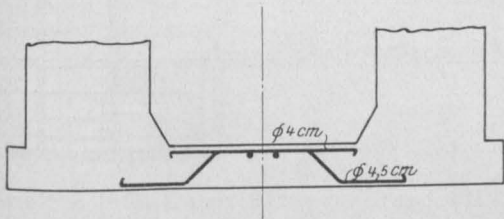


Fig. 17.

Abstand der Nulllinie von der gedrückten Betonkante

$$X = \frac{n f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n f_e}} - 1 \right].$$

In dieser Formel ist

$$n = 15 = \frac{E_e}{E_b}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 170 \text{ cm},$$

$$a = 20 \text{ cm}, \quad h - a = 150 \text{ cm},$$

Eiseneinlage 4 RE $\varnothing 40 \text{ mm}$.

$$f_e = 50,3 \text{ qcm}.$$

$$X = \frac{15 \cdot 50,3}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 150}{15 \cdot 50,3}} - 1 \right] = 40,6 \text{ cm}.$$

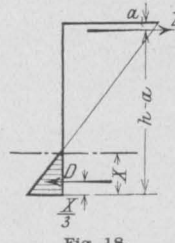


Fig. 18.

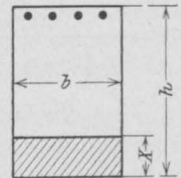


Fig. 19.

Betonbeanspruchung auf Druck in kg/qcm:

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 2\,770\,000}{100 \cdot 40,6 \left(150 - \frac{40,6}{3} \right)},$$

$$\sigma_b = 10 \text{ kg/qcm}.$$

Eisenbeanspruchung auf Zug in kg/qcm:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2\,770\,000}{50,3 \cdot 136,5},$$

$$\sigma_e = 403,7 \text{ kg/qcm}.$$

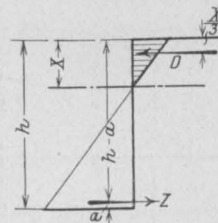


Fig. 20.

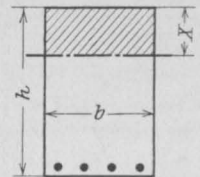


Fig. 21.

An den Einspannstellen herrscht ein Moment

$$M = \frac{q l^2}{12} = 5\,540\,000 \text{ cmkg},$$

Der Abstand der Nulllinie von der Oberkante ist

$$X = \frac{n f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n f_e}} - 1 \right].$$

Für $b = 100$, $a = 20 \text{ cm}$, $h = 180 \text{ cm}$,

$$f_e = 63,69, \quad 4 \text{ RE } \varnothing 45 \text{ mm},$$

$$X = \frac{15 \cdot 63,69}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 160}{15 \cdot 63,69}} - 1 \right],$$

$$X = 46,6 \text{ cm}.$$

Betondruckbeanspruchung in kg/qcm:

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \times \left(h - a - \frac{x}{3}\right)}$$

$$= \frac{2 \cdot 5\,540\,000}{100 \cdot 46,6 \left(180 - 20 - \frac{46,6}{3}\right)},$$

$$\sigma_b = 16,8 \text{ kg/qcm.}$$

Eisenspannung auf Zug in kg/qcm:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{5\,540\,000}{63,69 \cdot 144,5},$$

$$\sigma_e = 612 \text{ kg/qcm.}$$

Schubspannung:

$$\tau_0 = \frac{V_{\max}}{b \cdot z},$$

$$V_{\max} = \frac{9,2 \cdot 8,5}{2} = 39,1 \text{ t} = 39\,100 \text{ kg,}$$

$$z = h - a - \frac{x}{3} = 144,5,$$

$$\tau_0 = \frac{39\,100}{100 \cdot 144,5} = 2,7 \text{ kg/qcm,}$$

zulässig 4,5 kg/qcm.

Haftspannung:

$$\tau_1 = \frac{\tau_0 \cdot b}{u},$$

u = Umfang der Eiseneinlagen, d = 4,5 cm,

$$u = 4 \cdot 4,5 \cdot \pi = 56,5.$$

$$\tau_1 = \frac{2,7 \cdot 100}{56,5} = 4,78 \text{ kg/qcm.}$$

Der geringe Überschuß von

$$4,78 - 4,5 = 0,28 \text{ kg/qcm}$$

wird in reichem Maße durch die Stabaufbiegungen aufgenommen.

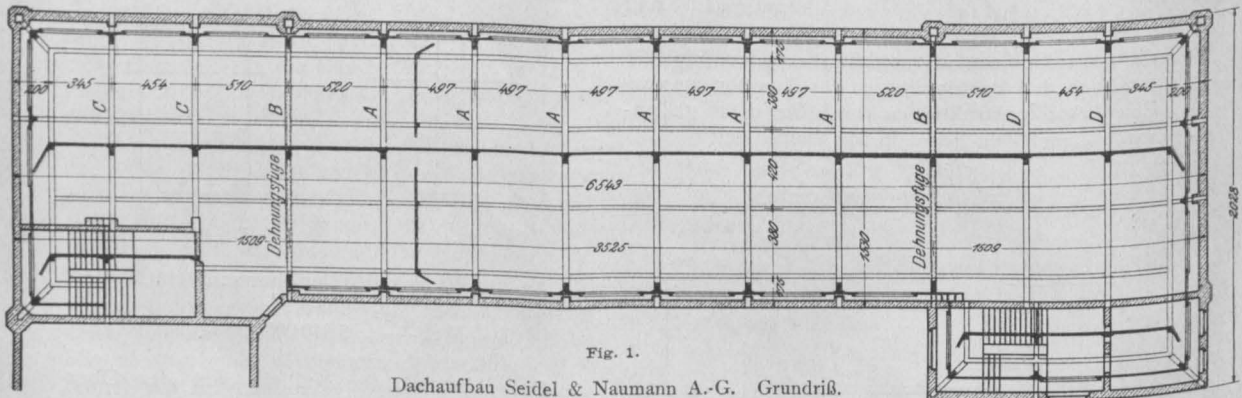
NEUERE AUSFÜHRUNGEN VON DACHAUFBAUTEN IN EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. K. Schwaiger,
Oberingenieur der Firma Gerstenberger & Döhler, Dresden.

Die Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons hat ihm hauptsächlich auch auf dem Gebiete des Erweiterungsbaues ein dankbares Feld eröffnet.

Bei älteren Fabrikanlagen oder bei Gebäuden im Innern von Städten, wo eine Ausdehnung in

Von der Firma Gerstenberger & Döhler wurden in letzter Zeit mehrere solcher Dachaufbauten ausgeführt, von denen besonders die zwei in nachfolgendem näher beschriebenen Konstruktionen von Interesse sein dürften.



der nächsten Umgebung nicht mehr stattfinden kann, ist meist nur noch eine Erweiterung nach oben möglich.

Die Art dieser Erweiterung ist natürlich nach den verschiedensten Richtungen hin abhängig von der Art und Beschaffenheit des vorhandenen bzw. darunter liegenden Bauwerkes.

Und hier ist, wie gesagt, der Eisenbeton oft die einzig mögliche Bauart, um zum Ziele zu gelangen.

I. Dachaufbau der Firma Seidel & Naumann A.-G., Dresden.

Hier handelte es sich darum, auf ein vierstöckiges Fabrikgebäude ein weiteres Stockwerk aufzubauen, welches ebenso als Fabrikationsraum benutzbar sein sollte.

Das Fabrikgebäude war überdeckt durch ein flaches Holzzementdach auf hölzerner Balkenlage. Diese Balkenlage ruhte auf einem in der Längsrichtung des überdeckten Raumes liegenden

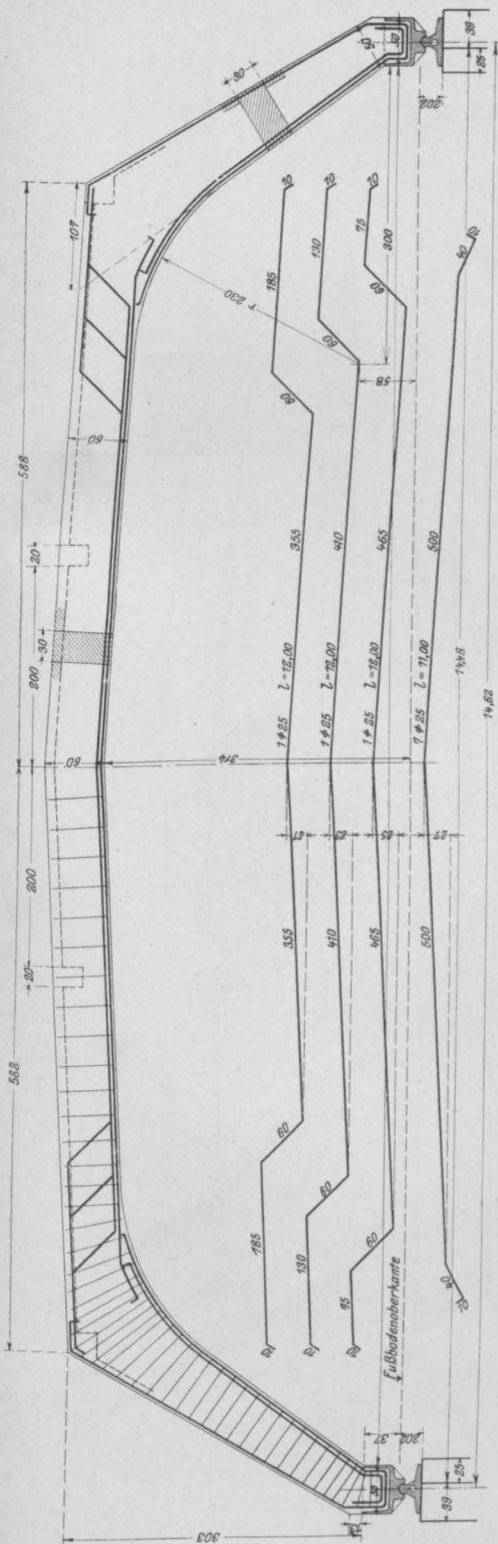


Fig. 2. Querschnitt durch Binder A.

eisernen Unterzüge, der wiederum durch gußeisernen Säulen unterstützt war.

Es durfte nun erstens weder der Betrieb in den darunterliegenden Räumen gestört, noch zweitens die Holzbalkenlage irgendwie belastet werden. Es war also nur die Möglichkeit gegeben den neuzuschaffenden, i. L. 14,50 m breiten Raum mittels Eisenbetonrahmen zu überspannen.

Durch die in den Umfassungsmauern vorhandenen Pfeiler war auch die Einteilung bzw. Anzahl der Binder gegeben, da die zwischen den Pfeilern liegende Mauer nur 25 cm stark und deshalb zur Aufnahme der Binderlasten nicht geeignet war.

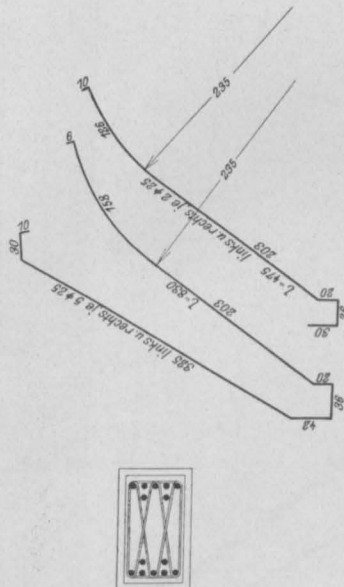
Horizontalschübe konnten natürlich von diesen Mauerpfeilern nicht aufgenommen werden, ebenso war auch keine Einspannungsmöglichkeit vorhanden.

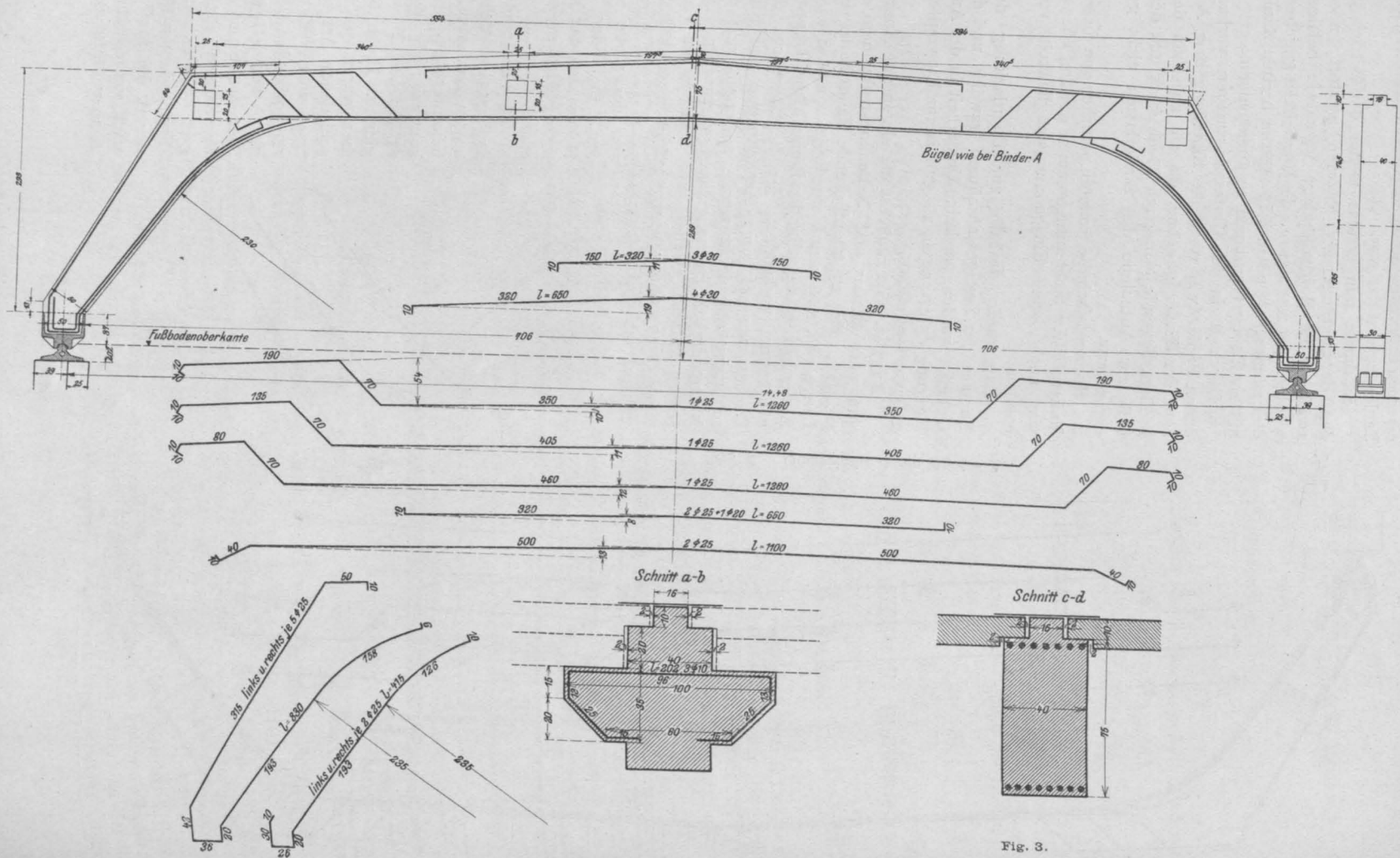
Es wurde deshalb zur Überdeckung des Raumes der Zweigelenkrahmen gewählt und die Gelenke wurden, um keine Unklarheit in der Auflagerung zu erzeugen, als gußeiserne Kippzapfengelenke ausgeführt.

Aus Fig. 1 ist zunächst die allgemeine Anordnung der Binder und Nebenkonstruktionen ersichtlich. Der zu überdeckende Raum hatte eine Länge von 64,65 m und eine Breite von 14,48 m i. L. Außerdem waren an beiden Enden kleine Treppenhäusbauten vorhanden. Da die Oberfläche des Daches nur mit einer Asphaltpappe und Kieschüttung abgedeckt wurde, so ergab sich die Notwendigkeit, Dehnungsfugen vorzusehen. Dieselben wurden zweimal und zwar je am Ende eines Treppenhauses angeordnet, so daß die ganze Dachkonstruktion in 3 Teile geteilt wurde,

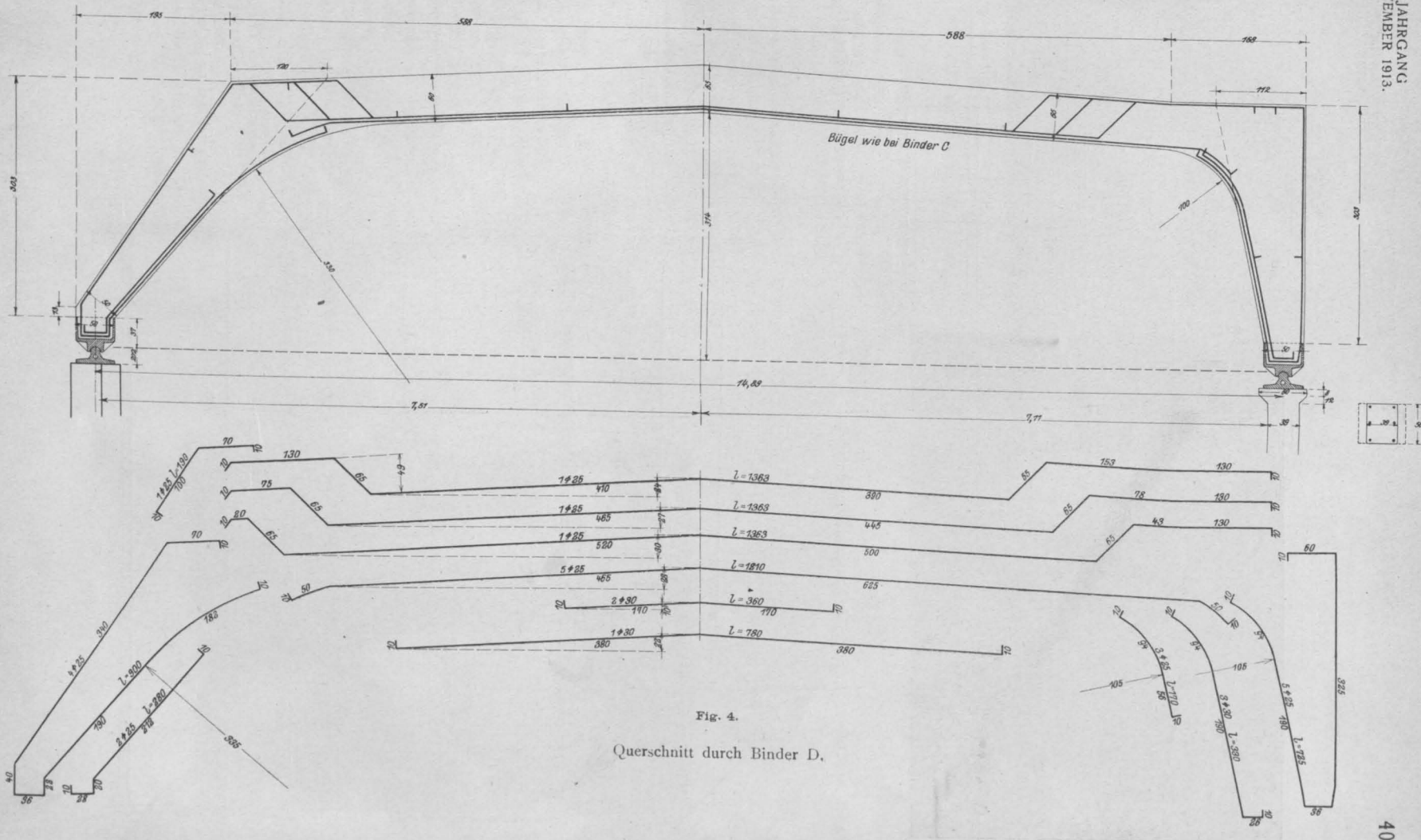
von denen die beiden Endfelder je 14,90 m und das Mittelfeld 34,85 m lang waren.

Die Eisenbetondachhaut wurde getragen durch vier Nebenunterzüge, die kontinuierlich über 12 Rahmen hinweggingen. Diese Rahmen waren von verschiedener Art und Spannweite. Es waren vorhanden 6 Binder A von je 14,62 m Spannweite und beiderseitigem schrägem Rahmenstiele (Fig. 2); ferner 2 Binder B, die der Form nach wie die Binder A ausgeführt waren.





Binder B mit Anordnung der Dehnungsfugen.



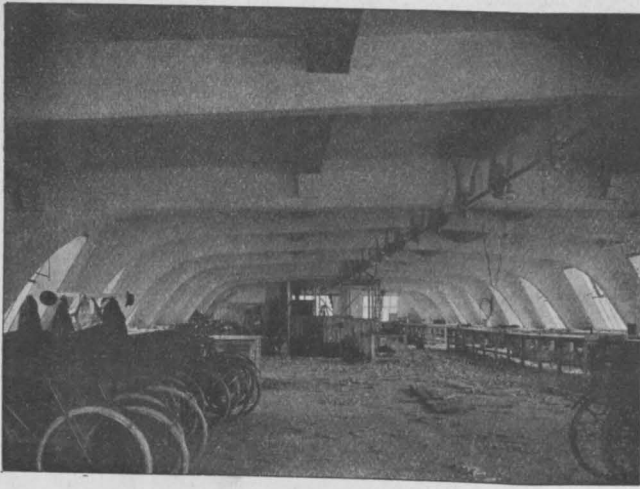


Fig. 5.

Dachaufbau Seidel & Naumann. Innenansicht.

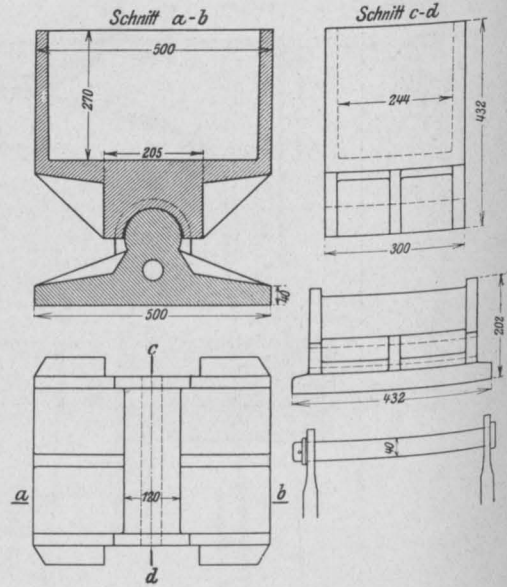


Fig. 6.

Gußeisernes Kippzapfenlager.

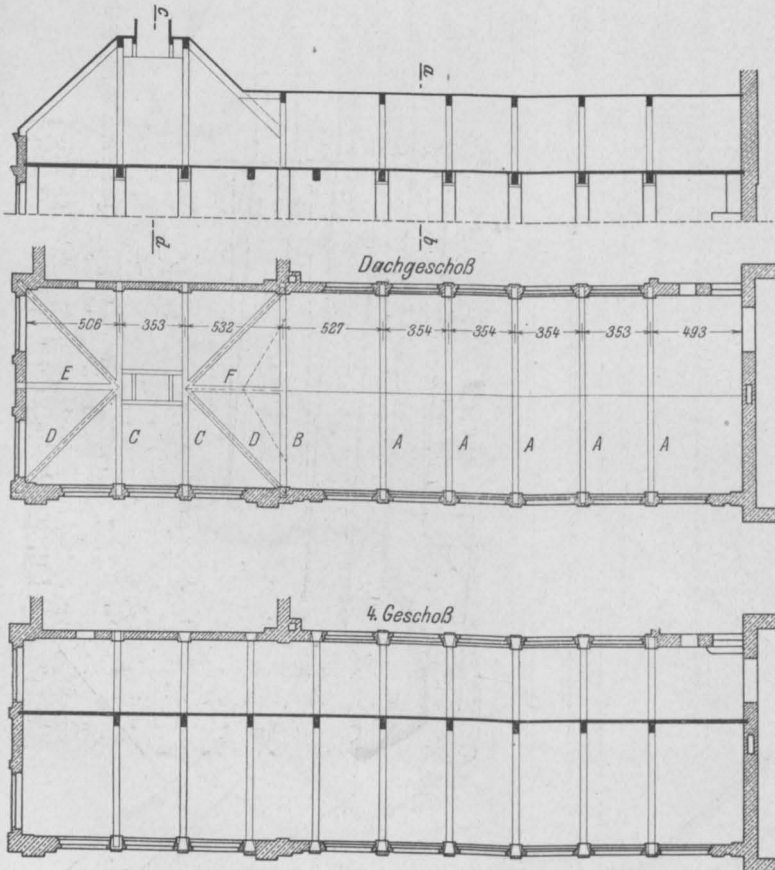


Fig. 7.

Dachaufbau des Telegraphengebäudes Dresden-A.

Grundrisse und Querschnitte.

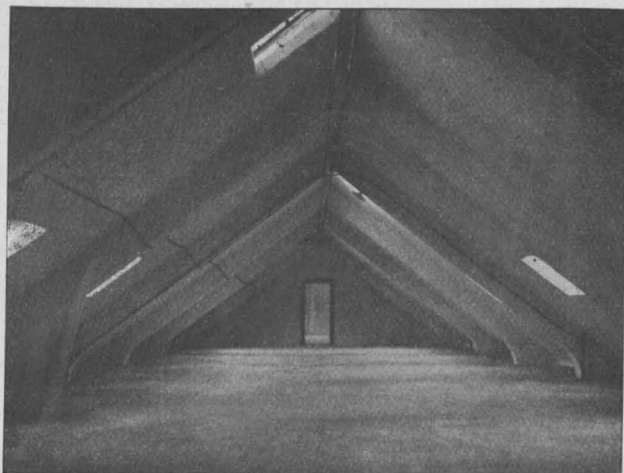


Fig. 8.

Innenansicht des niederen Teiles.

An diesen Bindern waren die Dehnungsfugen angeordnet, wie dies aus Fig. 3 ersichtlich ist. Zur Aufnahme der Nebenunterzüge erhielten diese Rahmen beiderseits je 4 Stück Konsolen, auf welchen die Nebenunterzüge beweglich gelagert waren.

Dann kamen 2 unsymmetrische Binder C mit einem schrägen und einem geraden Stiele und 11,225 m Spannweite und 2 desgleichen D mit der größten Spannweite von 14,88 m (Fig. 4).

Die Rahmen A, C und D waren 30 cm breit und im Scheitel 60 cm stark, die Rahmen B waren 40 cm breit und im Scheitel 85 cm stark. Die Gesamthöhe der Rahmen im Scheitel war 3,74 m.

Die Fig. 5 gibt einen Einblick in den durch diese Konstruktion geschaffenen Arbeitssaal, der durch zahlreiche große Fensteröffnungen reichliche Lichtzufuhr erhält.

Die 24 Stück Gelenke (Fig. 6), von denen eines etwa 370 kg wog, wurden auf das sorgfältigste konstruiert und gegossen. Die Zuganker bestanden aus je 2 Rundeisen von 32 mm \varnothing und erhielten in der Mitte je ein Spannschloß, um ein genaues Anspannen zu ermöglichen. Diese Zuganker liegen zwischen den Holzbalken und sind jederzeit zugänglich.

Die gesamten Einschalungs- und Betonierungsarbeiten wurden trotz der schwierigen Arbeitsverhältnisse in etwa 5 Wochen hergestellt.

Zur Befestigung der Dachlattung zur Aufnahme der Ziegeleindeckung an den Mansardenflächen wurden schwache Holzplatten mit einbetoniert.

Da die statische Berechnung im Allgemeinen nichts Neues bietet, sei nur erwähnt, daß sie in normaler Weise auf graphischem Wege durchgeführt wurde.

Die Berechnung des Kippzapfengelenkes erfolgte nach Prof. Förster, Eisenkonstruktionen der Ingenieurhochbauten, 2. Aufl., S. 190 u. f.

Die sich hiernach ergebenden Abmessungen müssen jedoch aus praktischen Gründen größer ausgeführt werden, so daß sich dadurch auch eine erhöhte Sicherheit ergibt.

II. Dachaufbauten beim Um- und Erweiterungsbau des Telegraphengebäudes am Postplatz in Dresden-A.

Nachdem bereits früher der zwischen den beiden Türmen gelegene Teil des Telegraphengebäudes erhöht wurde, ergab sich neuerdings die Notwendigkeit, auch auf den Seitenflügeln an der Marienstraße und an der Wallstraße neue Aufbauten herzustellen, wodurch je zwei weitere Geschosse erhalten wurden.

Auf Grund einer engeren Ausschreibung wurden diese Arbeiten der Firma Gerstenberger & Döhler, Dresden, übertragen.

Die Aufgabe bestand darin, ein neu aufgebautes Stockwerk durch eine Eisenbetondecke abzudecken, auf welcher letztere dann die Dachkonstruktion aus Eisenbeton zu stehen kam.

Der zu überdeckende Raum war i. L. 38,26 m lang und 10,35 m breit. Die Einteilung der Decke

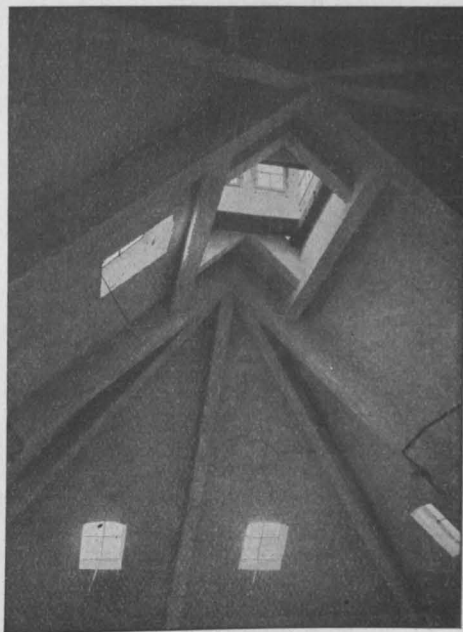


Fig. 9.

Blick gegen die Deflektorhaube.

bzw. der Unterzüge war durch die Lage der Mauerschäfte gegeben, so daß 9 Eisenbetonunterzüge erforderlich waren, die bei einer Nutzlast von 300 kg/m^2 und einer Spannweite von $10,20 \text{ m}$ eine Höhe von 60 cm und eine Breite von 35 cm erhielten.

Auf acht dieser Unterzüge wurden die Eisenbetonbinder des Daches angeordnet. Nur beim Übergange vom niederen zum hohen Teile des Daches kam ein Binder zwischen zwei Unterzüge, somit direkt auf die Umfassungsmauern zu stehen.

Die Binder A wurden als eingespannte Rahmen berechnet, da durch die darunterliegenden Unterzüge eine genügende Einspannung gewährleistet war. Die Binder B und C wurden als Zweigelenrahmen ausgeführt; Binder B deshalb, weil er, wie vorerwähnt, auf keinen Unterzug zu stehen kam. Das Zugband, welches den Horizontalschub aufzunehmen hatte, kam etwas höher als bei den anderen Bindern und in die Eisenbetondecke zu liegen.

Im hohen Teile wurden zur Aufnahme der Eisenbetondachhaut und zur Versteifung des Ganzen außer den beiden Hauptbindern C noch vier Eckbinder D, ein Zwischenbinder E und ein geknickter Versteifungsbalken F angeordnet.

Zur Entlüftung dieses Teiles wurde eine Deflektorhaube aufgebaut, die ebenfalls aus Eisenbeton hergestellt war. Dieselbe ruhte auf zwei gebrochenen und zwei geraden Balken, welche

letztere zugleich als Absteifung der beiden Hauptbinder dienten.

Aus Fig. 7 sind die Gesamtanordnung der Träger und Binder sowie die Schnitte durch den niederen und hohen Teil ersichtlich.

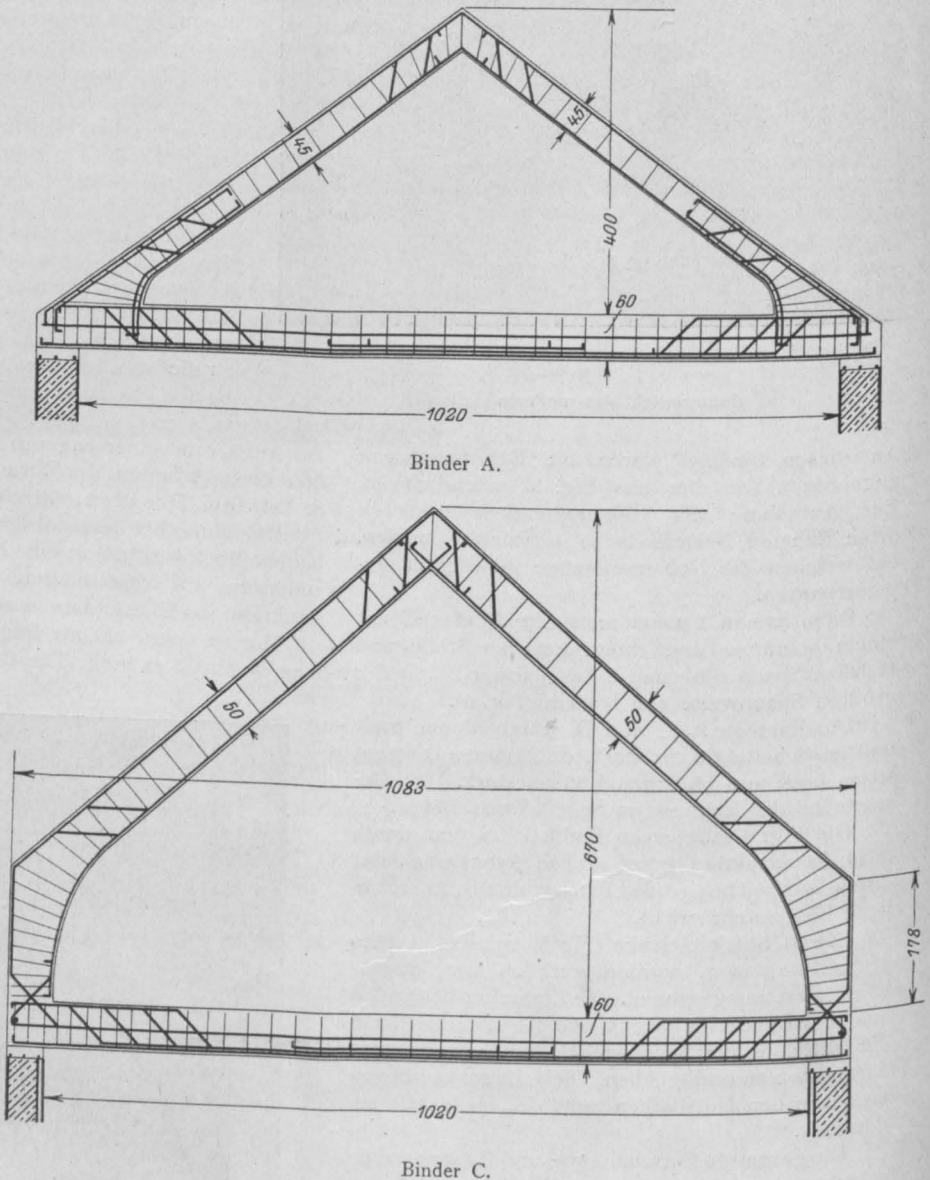


Fig. 10. Querschnitte durch Binder- und Unterzüge.

Fig. 8 gibt einen Einblick in den niederen Teil des Daches wieder, während Fig. 9 die Vereinigungspunkte der Hauptbinder C mit den Eckbindern D und den Zwischenbindern E sowie die kleinen Balken zeigt, die die Entlüftungshaube abfangen. Letztere wirkt in Verbindung mit verschiedenen Dachfenstern reichlich Licht in den

Raum. Den Vereinigungspunkten der Binder mußte bei der Ausführung erhöhte Sorgfalt gewidmet werden, da eine beträchtliche Menge Rund-eisen aus den fünf sich hier vereinigenden Bindern zusammenkam.

Die Binder A und B waren 45 cm stark und 25 cm breit, die Höhe des Scheitels über Dachfußboden betrug 4 m.

An der Einspannstelle wurden diese Rahmen durch eine starke Ausrundung auf 1,40 m verbreitert.

Die Binder C wurden 50 cm stark und 25 cm breit. Der Abstand des Scheitels vom Fußboden betrug 6,70 m. Die oberste Spitze der Deflektorhaube lag 8,80 m über Fußboden.

Aus Fig. 10 ist die Anordnung der Eisen und die Verbindung der Binder mit den Balken ersichtlich.

Die Gelenke bei den Rahmen B, C, D und E wurden auf einfachste Weise durch sich kreuzende Rundeisen hergestellt, die als Verlängerung der Zuganker in die Binder reichen.

Zur gleichmäßigen Verteilung der ziemlich großen Auflagerdrücke der Unterzüge und der darauf stehenden Rahmen wurden Eisenbetonverteilungsplatten hergestellt.

Das Dach wurde mit Schiefer eingedeckt, der auf Holzplatten aufgenagelt wurde. Diese Latten waren wiederum auf schwachen Hölzern befestigt, die direkt mit in die Dachhaut einbetoniert wurden.

Um die Ausführung, die möglichst rasch vor sich gehen sollte, nicht von Witterungseinflüssen abhängig zu machen, wurde ein vollständig ge-

schlossener Holzbau hergestellt, der eventuell geheizt werden konnte und in welchem elektrische Beleuchtung eingerichtet war, da zum Teil mit Überstunden gearbeitet wurde. Beim Betonieren des Teiles an der Marienstraße trat denn auch sehr starker Frost ein, so daß Tag und Nacht geheizt werden mußte. Bei der strengsten Kälte von etwa 15° C konnte der Innenraum gerade noch auf 1–2° Kälte erhalten werden, so daß der Beton keinerlei Schaden litt.

Die Einschalarbeiten für die Decke wurden am 15. Januar 1912, das Betonieren am 31. Januar begonnen und war diese Decke, etwa 400 qm, am 7. Februar nach 6½ Arbeitstagen vollständig fertig betoniert, was in Anbetracht der Höhe der Decke, des beschränkten Arbeitsraumes, der Temperaturverhältnisse und der kurzen Arbeitszeit eine beträchtliche Leistung darstellt.

Mit der Einschalung der Dachkonstruktion wurde am 8. Februar angefangen, das Betonieren wurde am 21. Februar begonnen und am 8. März beendet.

Es wurde also ein vollständiger Aufbau in acht Wochen hergestellt. Die gleiche Zeit wurde auch für den Teil an der Wallstraße gebraucht, der im Sommer 1912 ausgeführt wurde.

Hier war die Arbeit insofern sehr schwierig, als unter der hier einzubauenden Decke der Umschalterraum lag, über dem sich nur eine schwache Holzdecke befand, die später entfernt werden mußte. Jeder Tropfen Wasser, der von der Eisenbetondecke durchsickerte, konnte hier unannehmliche Betriebsstörungen verursachen und es mußte alles aufs sorgfältigste abgedeckt werden.

DAS „n-FACH STATISCH UNBESTIMMTE“ ELASTISCHE TRAGWERK UND DIE GÜLTIGKEITSGRENZEN DES CASTIGLIANOSCHEN SATZES.

Theorie einer neuen Lösungsmethode und Anwendung auf Beispiele der Praxis.

Von Dipl.-Ing. Leo Lilienfeld (Prag).

Es ist nicht zu leugnen, daß auf dem Gebiete der theoretischen Baustatik ein gewisser Beharrungszustand zu beobachten ist. Die Arbeitsgleichung, wie sie Prof. Mohr in der allgemeinen Form aufgestellt hat, wird bisher nur in zwei Formen angewendet, die man unter der Bezeichnung: Castiglianoscher Satz vom Minimum der Deformationsarbeit und Maxwellscher Satz von der Gleichheit der Verschiebungen kennt.

Beide Methoden behalten den Begriff einer „statischen Unbestimmtheit“ bei, indem solche Größen, die aus den Gleichgewichtsbedingungen nicht bestimmbar sind, als „statisch Unbestimmte“ definiert sind. Demnach wird die Berechnung eines Tragwerkes stets auf die Form eines sta-

tisch bestimmten Falles, d. i. freiaufliegenden Trägers, Konsolträgers, Gelenkträgers oder Bogens zurückgeführt.

Sämtliche in dieser Hinsicht erschienenen „Beiträge und Theorien“ bieten nichts als eine mehr oder weniger glücklich getroffene Auswahl der Überzähligen; dasselbe ist es auch bei den neueren Versuchen an Stelle des „statisch bestimmten“ den statisch bekannten „Hauptfall“ zu setzen, wodurch die Zahl der „Überzähligen“ reduziert und die Ableitung nebst Rechnungsgang in manchen Fällen vereinfacht werden.

Bei allen diesen Lösungsmethoden mutet man den zwei erwähnten Formen der Arbeitsgleichung eine viel zu universelle Bedeutung zu und erwei-

tert die Anwendungsgrenzen zu einem wahren non plus ultra. Dies auch dann, wenn die angewandten Formen nicht mehr ihre theoretische Gültigkeit aufweisen. Man pflegt nämlich ohne Rücksicht auf die Art der Überzähligen und ihren Kraftangriffspunkt, den Ausdruck für die Deformationsarbeit differenziert nach der Überzähligen gleich null zu setzen oder bei Anwendung des Verschiebungssatzes die gesamte Deformation (Verbiegung, Verschiebung) des Kraftangriffspunktes der Überzähligen ebenfalls zu vernachlässigen. Dies hat jedoch nur dann seine Berechtigung, falls die Überzähligen entweder an festen, unnachgiebigen Stützpunkten angreifen oder an solchen Zwischenpunkten des elastischen Tragwerkes, die infolge symmetrischer Anordnung der Konstruktion und Belastung tatsächlich die getroffene Voraussetzung erfüllen.

Werden Momente an Zwischenpunkten des elastischen Tragwerkes zu „Überzähligen“ gewählt, so werden der Castiglianosche und der Maxwell'sche Satz im allgemeinen namentlich für unsymmetrische Belastung ihre strenge Gültigkeit verlieren. Der Beweis läßt sich für den Castiglianoschen Satz ebenfalls leicht führen:

Die Anwendungsform ist

$$\frac{\partial A}{\partial X} = \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial X} + \int \frac{N}{EJ} \frac{\partial N}{\partial X} = 0,$$

$$M = M_0 + M_1' X_1 + M_2' X_2 + \dots + M_n' X_n,$$

daher $\frac{\partial M}{\partial X_n} = M_n'$, nach Einsetzen in die obere

Gleichung ist der Ausdruck für $\frac{\partial A}{\partial X}$ identisch mit dem Ausdruck für eine Deformation

$$1 \delta_m = \int \frac{M}{EJ} M' + \int \frac{N}{EJ} N',$$

wo M' , N' dem Zustand $X_m = 1$ entsprechen. Ist nun X_m ein Moment in einem Zwischenpunkte des elastischen Tragwerkes, so wird dadurch dessen mögliche, von null verschiedene Deformation im vorhinein ausgeschaltet.

Hier liegt eine natürliche und selbstverständliche Grenze für die Anwendungsmöglichkeit der beiden Formen; eine zweite und weit wichtigere aber liegt in der praktischen Handhabung, indem die Ableitung für schwierigere Tragwerke sich mehr und mehr schwieriger gestaltet und kompliziert wird. Dies ist auch wieder der natürliche Ausdruck für den Vorgang, in welchem ein beliebiges Tragwerk zu einem „statisch bestimmten Fall“ zugeschnitten wird, auch wenn es mit dem letzteren weder äußerlich noch durch das innere Kräftespiel die geringste Ähnlichkeit aufweist.

Zur Illustration möge nebenbei bemerkt sein, daß Stockwerkrahmen, kontinuierliche Silozellen, Rippenkuppeln Gebilde sind, an deren genaue Be-

rechnung der praktische Ingenieur mit einer gewissen scheuen Zurückhaltung denkt, was nur in den vorgeschlagenen Berechnungsmethoden seine Ursache haben kann.

Im nachstehenden soll eine neue Lösungsmethode an einigen Beispielen erläutert und ihre Brauchbarkeit vorgeführt werden.

Die Methode übergeht den Begriff „statische Unbestimmtheit“, indem eine solche in Wirklichkeit nicht vorhanden ist, falls man die statischen Gesetze auch auf die Arbeitsgleichung ausdehnt.

An Stelle der Umwandlung in einen „bestimmten Fall“ tritt die Auflösung des Gesamtsystems in einzelne, elementare Tragteile (Stäbe), die gebogene oder gerade Achsen aufweisen können.

Im allgemeinen wird ein Tragwerk Knotenpunkte aufweisen, das sind Ineinanderspannungen von Stäben oder Elementen des Systems. Die Elemente sind beiderseits an ihren Enden beeinflusste Träger, indem sie gewissen Auflagerbedingungen, d. h. Einspannungsmomenten, Auflagerkräften und Deformationen daselbst unterworfen sind.

Im Momentenverlauf und im elastischen Verhalten der aufgelösten Elemente tritt keine Änderung ein, falls an den Enden der Elemente jene Momente, Kräfte und Deformationen gedacht werden, wie solche vor der Auflösung im belasteten Zustande vorhanden waren.

Der elastische Zusammenhang verlangt, daß die Deformationen gleicher Art aller in einem Knotenpunkte ineinander gespannten Tragteile untereinander gleich sind, nachdem sie im Gesamtsystem ein und demselben Punkte zugehörig sind.

Dieser Satz ergibt im Zusammenhang mit den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen, die auch für jedes elementare Einzelglied gelten, so viele Gleichungen, als Auflagergrößen vorhanden sind, so daß der Momentenverlauf und sämtliche die Tragteile beeinflussenden Kräfte bestimmt sind.

Die Bestimmung der Deformation, die eine Verdrehung (Verbiegung) und Verschiebung sein kann, erfolgt auf Grund der Mohrschen Arbeitsgleichung in allgemeiner Fassung

$$1 \delta + \sum \bar{c} \Delta c = \sum \bar{s} \Delta s$$

und mit Hilfe der Navierschen Beziehungen für biegungsfeste Träger:

$$1 \delta_m = \int \frac{M \bar{M}}{EJ} ds + \int \frac{N \bar{N}}{EF} ds + \int \epsilon t_0 \bar{N} ds + \int \epsilon \Delta t \frac{\bar{M}}{h} ds - \bar{L} \dots (1)$$

\bar{M} und \bar{N} sind Momente und Achsialkräfte für einen Belastungszustand M_m , resp. P_m gleich eins,

je nachdem ϑ_m eine Verdrehung oder Verschiebung der Stabachse im Punkte m bedeutet. M_m und P_m sind das dem Punkte m zugehörige Moment oder Kraft in Richtung der gesuchten Deformation.

Nachdem das Moment und die Achsialkraft in einem beliebigen Punkte des Stabes von allen den Stab beeinflussenden Auflagergrößen und den unmittelbar wirkenden äußeren Kräften abhängig sind, so folgt durch Differenzierung des Additionsgesetzes:

$$\left. \begin{aligned} \text{für eine Verdrehung } \tau_m \\ \overline{M}_x &= \frac{\partial M}{\partial M_m}; & \overline{N}_x &= \frac{\partial N}{\partial M_m} \\ \text{für eine Verschiebung } \vartheta_m \\ \overline{M}_x &= \frac{\partial M}{\partial P_m}; & \overline{N}_x &= \frac{\partial N}{\partial P_m} \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

Das Verfahren sei an folgenden Beispielen durchgeführt:

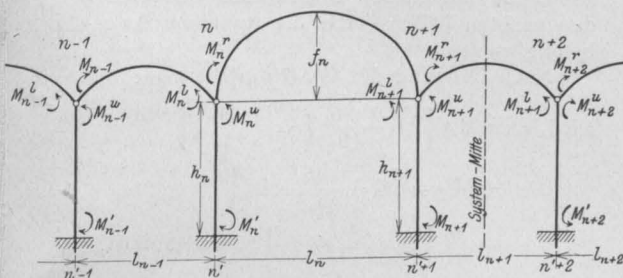


Fig. 1.

- I. Der kontinuierliche, beliebig gelagerte und begrenzte (geformte) Rahmzug.
- II. Kontinuierliche Silo- und Behälterzellen (Kontinuität in beiden Richtungen).
- III. Stockwerkrahmen (Kontinuität in horizontaler Richtung ausgedehnt).
- IV. Die räumliche, biegungsfeste Rippenkuppel.
- V. Neue Konstruktionsprinzipien im Eisenbetonbrückenbau (Problem der Wiedergeburt-Brücke in Rom).

I. Der kontinuierliche, beliebig gelagerte und begrenzte (geformte) Rahmzug.

Bezeichnung (Fig. 1 u. 2).

Die Kämpferpunkte (Knoten) werden mit n bezeichnet, die zugehörigen Fußpunkte mit n' ; die Trägheitsmomente der Riegeln mit J_n , der Ständer mit J_n' ; diejenigen Momente und Belastungen als positiv, welche an den Unterseiten der Riegeln (Gurte) und von der Mitte des Gesamtsystems ausgehend, an den Innenseiten der Ständer Zugspannungen resp. Durchbiegungen hervorrufen.

Die Momente der Stabenden in n mit M_n^l , M_n^r , M_n^u ; die horizontalen Kräfte: H_n^l , H_n^r ; die

Vertikalen: V_n^l , V_n^r ; die Verdrehungen (Verbiegungen): τ_n^l , τ_n^r , τ_n^u (l, r, u links, rechts, unten); h_n Höhe der Ständer, f_n Pfeilhöhe der Gurte.

Einfluß lotrechter Belastung.

Bei Vernachlässigung des deformierenden Einflusses der Normalkräfte, elastischer Dehnungen, horizontaler und vertikaler Verschiebungen der Stützpunkte, lautet die Arbeitsgleichung:

$$1 \vartheta_m = \int_0^l \frac{M \bar{M}}{E J} ds \dots (3)$$

Sämtliche Momente sind vorerst positiv angenommen. Der elastische Zusammenhang bedingt Gleichheit der Verbiegungen, daher:

$$\left. \begin{aligned} \tau_n^l &= -\tau_n^r \\ \tau_n^l &= \tau_n^u \\ \tau_n^u &= -\tau_n^r \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

Die (+)- und (-)-Vorzeichen beziehen sich auf die Berücksichtigung des Drehungssinnes (Fig. 1, wo sämtliche Einpannmomente als positiv eingetragen sind).

Von diesen drei Gleichungen sind nur zwei unabhängig; subtrahiert man die dritte von der zweiten, so ergibt sich die erste. Als weitere Gleichung tritt die allgemeine Gleichgewichtsbedingung für jeden Knoten:

$$\sum M = 0$$

und mit Berücksichtigung des Drehungssinnes

$$\left. \begin{aligned} M_n^r &= M_n^l + M_n^u \text{ (links von der Mitte)} \\ M_m^l &= M_m^r + M_m^u \text{ (rechts " " ")} \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

Die Gleichgewichtsbedingung der horizontalen Kräfte bedingt für jeden Gurt $H_n^r = H_{n+1}^l = H_n$.

Der Auflagerdruck der Ständer ergibt sich als Resultierende = $H_n - H_{n-1}$.

Im Riegel ist das Moment M_x in x (Fig. 2):

$$M_x = V_n^r x + M_n^r - P(x - a) - H_n y',$$

für $x = l_n$

$$M_{n+1} = V_n^r l_n + M_n^r - P b - H_n e_{n+1},$$

daher

$$\begin{aligned} V_n^r &= \frac{P b}{l_n} + \frac{M_{n+1} - M_n^r}{l_n} + H \frac{e_{n+1}}{l_n}, \\ &= A_0 + \frac{M_{n+1} - M_n^r}{l_n} + H \frac{e_{n+1}}{l_n} \end{aligned}$$

und

$$M_x = M_0 + \frac{M_n^r (l_n - x)}{l_n} + \frac{M_{n+1}}{l_n} x - H_n y. \quad (6)$$

A_0 , M_0 bedeuten die Auflagerkräfte und Momente des freiaufliegenden Trägers von der Stützweite l_n .

$$y = y' - \frac{e_{n+1}}{l_n} x.$$

Nach Gl. (6) setzt sich die Momentenfläche aus drei Teilen F_0 , F_1 , F_2 zusammen (Fig. 2). Der letztere ist die H_n fache Fläche, welche von der Gurtachse und der Kämpferlinie begrenzt ist.

Nach den unten bei Ständern abgeleiteten Beziehungen Gl. (9) ist

$$H_n - H_{n-1} = \frac{M_n' - M_n^u}{h},$$

$$H_n = H_{n-1} + \frac{1}{h} [M_n' - (M_n^r - M_n^l)],$$

$$\frac{\partial H_n}{\partial M_n^r} = -\frac{1}{h}.$$

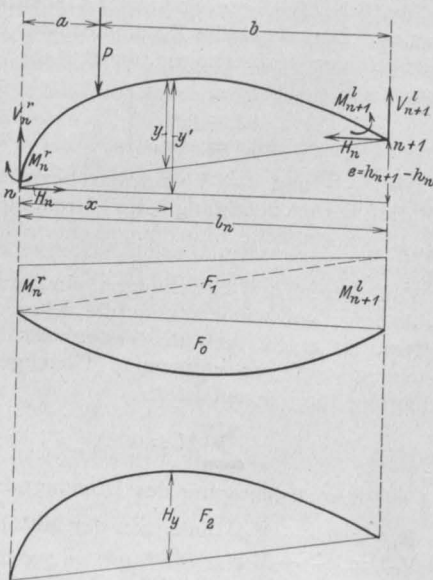


Fig. 2 u. 3.

Zur Ermittlung der Verdrehung τ_n^r gilt der Zustand $M_n^r = 1$; nach Gl. (6) ist daher

$$\bar{M}_x = \frac{\partial M_x}{\partial M_n^r} = \frac{l_n - x}{l_n} + \frac{y}{h_n}.$$

Gl. (3) geht über in

$$\begin{aligned} E \tau_n^r &= \int \frac{M \bar{M}}{J_n} ds \\ &= \frac{l_n}{6 J_n} (2 M_n^r + M_{n+1}^l) + \frac{1}{J_n l_n} \left[S_{(n+1)}^{(0)} - S_{(n+1)}^{(2)} \right] \\ &\quad + \frac{M_n^r}{J_n} \frac{1}{h_n} A_n + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{J_n l_n} \frac{B_n}{h_n} \\ &\quad - \frac{1}{J_n} \frac{1}{h_n} H_n C_n + \frac{1}{J_n} \frac{1}{h_n} D_n \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

Dabei bedeuten:

$S_{(n+1)}^{(0)}$ das statische Moment der Momentenfläche F_0 in bezug auf die Lotrechte in $n+1$,

$S_{(n+1)}^{(2)}$ das statische Moment der Momentenfläche F_2 in bezug auf die Lotrechte in $n+1$.

$$A_n = \int_0^{l_n} y ds; \quad B_n = \int_0^{l_n} x y ds;$$

$$C' = \int_0^{l_n} y^2 ds; \quad D_n = \int_0^{l_n} M_0 y ds.$$

A_n und B_n bedeuten die Fläche und das statische Moment dieser Fläche (zwischen Gurtachse und Kämpferlinie), bezogen auf das linke Auflager n .

In den ersten zwei Ausdrücken obiger Gleichung ist $ds = dx$ gesetzt; bei genauerer Berücksichtigung wären die Ausdrücke mit einem durchschnittlichen Wert $= \sec \varphi_1$ zu multiplizieren.

Es ist

$$\sec \varphi_1 \int dx = \int ds,$$

$$\sec \varphi_1 = \frac{L}{l},$$

wo L die zugehörige Bogenlänge bedeutet. In den meisten Fällen dürfte die Annahme $ds = dx$ belanglos sein.

Nach Ordnung der Gl. (7) erhält man:

$$\begin{aligned} 6 E J_n \tau_n^r &= M_n^r \left[2 l_n + \frac{6}{h_n} \left(A_n - \frac{B_n}{l_n} \right) \right] \\ &\quad + M_{n+1}^l \left[l_n + \frac{6}{h_n l_n} B_n \right] \\ &\quad + \frac{6}{l_n} \left[S_{(n+1)}^{(0)} - S_{(n+1)}^{(2)} \right] + \frac{6}{h_n} (D_n - H_n C_n) \end{aligned}$$

analog

$$\begin{aligned} 6 E J_{n-1} \tau_{n-1}^l &= M_n^l \left[2 l_{n-1} + \frac{6}{h_n} \left(A_{n-1} - \frac{B_{n-1}}{l_{n-1}} \right) \right] \\ &\quad + M_{n-1}^r \left[l_{n-1} + \frac{6}{h_n l_{n-1}} B_{n-1} \right] \\ &\quad + \frac{6}{l_{n-1}} \left[S_{(n-1)}^{(0)} - S_{(n-1)}^{(2)} \right] + \frac{6}{h_n} [D_n - H_{n-1} C_{n-1}] \quad (7) \end{aligned}$$

In derselben Art sind für die Ständer Werte einzusetzen; dabei sind, falls keine horizontalen äußeren Kräfte angreifen:

F_0 , F_2 und sämtliche Glieder mit y gleich Null

$$\left. \begin{aligned} 6 E \tau_n^u &= \frac{1}{J'} (2 M_n^u h_n + M_n' h_n) \\ 6 E \tau_n' &= \frac{1}{J'} (2 M_n' h_n + M_n^u h_n) \end{aligned} \right\} \dots \dots (8)$$

Die allgemeine Gleichgewichtsbedingung:

$$M_n' = M_n^u + (H_n - H_{n-1}) h_n,$$

daher

$$H_n - H_{n-1} = \frac{1}{h_n} (M_n' - M_n^u) \dots \dots (9)$$

Bei Zusammensetzung der aufgestellten Ausdrücke nach Gl. (4) u. (5) ergeben sich für jeden Knotenpunkt n (Ständer) folgende Gleichungssysteme (10):

$$\begin{aligned} \text{a) } \frac{J_n}{J_{n-1}} M_n^l \left[2 l_{n-1} + \frac{6}{h_n} \left(A_{n-1} - \frac{B_{n-1}}{l_{n-1}} \right) \right] + M_{r_{n-1}} \left[l_{n-1} + \frac{6}{h_n l_{n-1}} B_{n-1} \right] \frac{J_n}{J_{n-1}} \\ + \frac{6}{l_{n-1}} \cdot \frac{J_n}{J_{n-1}} \left[S_{(n-1)}^{(0)} - S_{(n-1)}^{(2)} \right] + \frac{6}{h_n} \cdot \frac{J_n}{J_{n-1}} [D_{n-1} - H_n C_{n-1}] + M_n^r \left[2 l_n + \frac{6}{h_n} \left(A_n - \frac{B_n}{l_n} \right) \right] \\ + M_{n+1}^l \left[l_n + \frac{6}{h_n l_n} B_n \right] + \frac{6}{l_n} [S_{(n+1)}^{(0)} - S_{(n+1)}^{(2)}] + \frac{6}{h_n} [D_n - H_n C_n] = 0; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } \frac{J_n'}{J_{n-1}} M_n^l \left[2 l_{n-1} + \frac{6}{h_n} \left(A_{n-1} - \frac{B_{n-1}}{l_{n-1}} \right) \right] + \frac{J_n'}{J_{n-1}} M_{r_{n-1}} \left[l_{n-1} + \frac{6}{h_n l_{n-1}} B_{n-1} \right] \\ + \frac{6}{l_{n-1}} \cdot \frac{J_n'}{J_{n-1}} [S_{(n-1)}^{(0)} - S_{(n-1)}^{(2)}] + \frac{6}{h_n} \cdot \frac{J_n'}{J_{n-1}} [D_{n-1} - H_{n-1} C_{n-1}] - h_n (2 M_n^u + M_n') = 0 \end{aligned}$$

oder an Stelle der Gl. (b):

$$\begin{aligned} \text{b') } \frac{J_n'}{J_n} M_n^r \left[2 l_n + \frac{6}{h_n} \left(A_n - \frac{B_n}{l_n} \right) \right] + \frac{J_n'}{J_n} M_{n+1}^l \left[l_n + \frac{6}{h_n l_n} B_n \right] + \frac{6}{l_n} \cdot \frac{J_n'}{J_n} [S_{(n+1)}^{(0)} - S_{(n+1)}^{(2)}] \\ + \frac{6}{h_n} \cdot \frac{J_n'}{J_n} [D_n - H_n C_n] + h_n (2 M_n^u + M_n') = 0; \end{aligned}$$

$$\text{c) } M_n^r = M_n^l + M_n^u;$$

$$\text{d) } H_n - H_{n-1} = \frac{M_n' - M_n^u}{h_n};$$

$$\text{e) } 6 E J_n' \tau_n' = h_n (2 M_n' + M_n^u) \text{ als Auflagerbedingung.}$$

Für feste Einspannung ist daher

$$M_n' = -\frac{1}{2} M_n^u$$

daher

in den Gl. (b) u. (d) zu setzen.

Für gelenkige Lagerung

$$M_n' = 0.$$

Die in allgemeiner Form aufgestellten Gleichungen ermöglichen weitere Vereinfachungen. Es sind für die Endknoten

$$M_n^l = 0,$$

daher

$$M_n^r = M_n^u = M.$$

(Links, – analog rechts $M_n^r = 0$ und $M_n^u = M_n^l = M$). Schließt an den Endknoten eine Konsole (Fig. 4), so ist

$$M_n^l = -P \xi.$$

Es sind nur $S_{(r)}^{(0)}$ und D_r von der Belastung abhängig.

A_r , B_r , C_r hängen von der Gurtform ab. Desgleichen $S_{(r)}^{(2)}$ und D_r .

Für horizontale Riegeln ist

$$A = B = C = D = S_{(r)}^{(2)} = 0.$$

Für gleich hohe Kämpfer und symmetrische Gurtform ist

$$S_{(r)}^{(2)} - F_{(r)}^{(2)} \frac{l_r}{2}.$$

Für eine parabolische Achse

$$y = 4 \frac{f}{l^2} x (l - x),$$

$$A = \frac{L}{l} \cdot \frac{2}{3} f l,$$

$$B = \frac{L}{l} \cdot \frac{1}{3} f l^2,$$

$$C = \frac{L}{l} \cdot \frac{8}{15} f^2 l,$$

$$S_{(n)}^{(2)} = H_n \cdot \frac{1}{3} l_n^2 f_n.$$

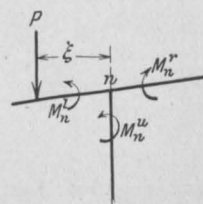


Fig. 4.

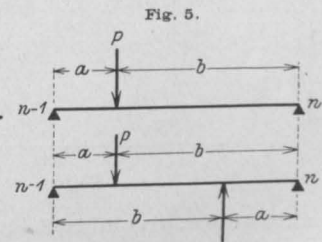


Fig. 6.

$$D \text{ für gleichmäßige Belastung} = \frac{L}{l} \cdot \frac{1}{15} f l^3 q,$$

„ eine Einzellast P (F. 5)

$$= \frac{L}{l} \frac{P a b}{3 l^2} f (a^2 + 3 a b + b^2),$$

„ zwei gleiche und entgegengerichtete Lasten (Fig. 6) = 0.

$$\begin{aligned}
 S_{(n)} \text{ für gleichmäßige Belastung} &= \frac{L}{1} \cdot \frac{1}{24} q l_n^4, \\
 \text{„ eine Einzellast} &= \frac{L}{1} \cdot \frac{1}{6} P a b (1+b), \\
 \text{„ 2 gleichgerichtete} &= \frac{L}{1} \cdot \frac{3}{6} P a b l, \\
 \text{„ 2 entgegengerichtete (Fig. 6)} \\
 &= \frac{L}{1} \cdot \frac{1}{6} P a b (b-a).
 \end{aligned}$$

Die Auflösung der Gleichungen gestaltet sich mit Hilfe eliminierender Konstanten einfach.

Als Beispiel sei der in Fig. 7 dargestellte, parabolisch begrenzte Rahmen behandelt. Bekanntlich wird die Kontinuität nicht über drei Felder ausgedehnt.

Es soll der Einfluß veränderlicher Belastung berücksichtigt werden:

- A) für feste Einspannung,
- B) „ gelenkige Lagerung.

Um die Zahl der Gleichungen auf die Hälfte zu reduzieren und die Rechnungsoperationen bei unsymmetrischen und veränderlichen Lasten zu vereinfachen, ist hier und im folgenden stets folgender Vorgang eingeschlagen:

Es werden die beiden Endfelder mit symmetrischen, gleichen und positiven Lasten belastet; es ergeben sich die Werte M^I ; dabei ist

$$M_3^I = M_2^I, \quad M_4^I = M_1^I \text{ usw.}$$

Sodann werden die Endfelder mit symmetrischen, gleich großen, aber in Wirkung entgegengesetzten Lasten belastet, d. h. das erste Feld

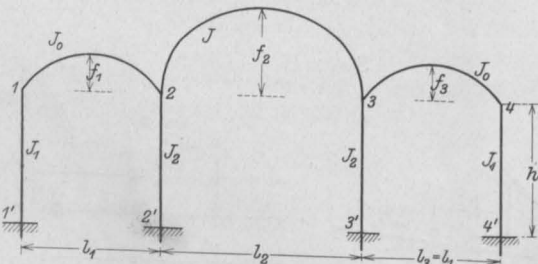


Fig. 7.

mit positiver, das dritte Feld mit negativer Last. Es ergeben sich die Werte M^{II} ; dabei ist

$$M_3^{II} = -M_2^{II}; \quad M_4^{II} = -M_1^{II} \text{ usw.}$$

Durch Summierung muß

$$M = \frac{1}{2} (M^I + M^{II}),$$

sein, wobei M das gesuchte Moment für die einfache Belastung des ersten Feldes ist.

Ein dritter Belastungszustand tritt für eine symmetrische Belastung des Mittelfeldes hinzu, wobei wieder $M_3 = M_2, \quad M_1 = M_4$ usw.

Es soll

$$\begin{aligned}
 ds &= dx, \quad \frac{J_1}{J_0} = k_1, \quad \frac{J_2}{J} = k_2, \quad \frac{J}{J_0} = k, \\
 \frac{f_1}{h} &= f_1', \quad \frac{f_2}{h} = f_2'.
 \end{aligned}$$

A. Feste Einspannung.

Die Gleichungen lassen sich nach Gl. (10) unmittelbar aufstellen, wo bei

$$M' = -\frac{1}{2} M^u$$

I. (Fig. 8.)

$$M_3^I = M_2^I.$$

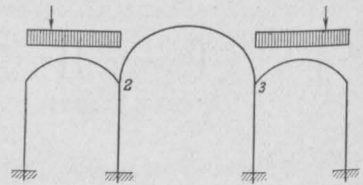


Fig. 8.

$$\begin{aligned}
 1) \quad M_1 \frac{3}{2} h + M_1 k_1 l_1 \left[2 + \frac{6}{h} \left(\frac{2}{3} f_1 - \frac{1}{3} f_1' \right) \right] \\
 + M_2 k_1 l_1 \left[1 + \frac{6}{h} \cdot \frac{1}{3} f_1 \right] + \frac{6 k_1}{l_1} S_{(2)}^{(0)} \\
 - 2 k_1 l_1 f_1 H_1 + \frac{6}{h} k_1 D_1 \\
 - \frac{6}{h} k_1 H_1 \frac{8}{15} f_1^2 l_1 = 0;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) \quad M_2^I k l_1 \left[2 + \frac{6}{h} \left(\frac{2}{3} f_1 - \frac{1}{3} f_1' \right) \right] \\
 + M_1 k l_1 \left[1 + \frac{6}{h} \cdot \frac{1}{3} f_1 \right] + 6 \frac{k}{l_1} S_{(1)}^{(0)} \\
 - 2 k l_1 f_1 H_1 + \frac{6}{h} k D_1 - \frac{6}{h} k H_1 \frac{8}{15} f_1^2 l_1 \\
 + M_2^r l_2 \left[3 + \frac{6}{h} \cdot \frac{2}{3} f_2 \right] - 2 l_2 f_2 H_2 \\
 - \frac{6}{h} H_2 \frac{8}{15} f_2^2 l_2 = 0;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3) \quad M_2^u \frac{3}{2} h + M_2^r k l_2 \left[3 + \frac{6}{h} \cdot \frac{2}{3} f_2 l_2 \right] \\
 - k_2 2 l_2 f_2 H_2 - \frac{6}{h} H_2 \cdot \frac{8}{15} f_2^2 l_2 k_1 = 0.
 \end{aligned}$$

$$M_2^r = M_2^I + M_2^u;$$

$$H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h}; \quad H_2 - H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{h}$$

geordnet und mit der gewählten Bezeichnung:

$$\begin{aligned}
 1) \quad M_1 \left[\frac{3}{2} h + k_1 l_1 (2 + 2 f_1') \right] + M_2^I k_1 l_1 (1 + 2 f_1') \\
 - H_1 2 l_1 k_1 f_1 \left(1 + \frac{8}{5} f_1' \right) \\
 + k_1 \frac{6}{l_1} S_{(2)}^{(0)} + k_1 \frac{6}{h} D_1 = 0.
 \end{aligned}$$

$$2) \quad M_1 k l_1 (1 + 2 f_1') + M_2^l k l_1 (2 + 2 f_1')$$

$$- H_1 2 l_1 f_1 k \left(1 + \frac{8}{15} f_1' \right)$$

$$- H_2 2 l_2 f_2 \left(1 + \frac{8}{5} f_2' \right) + M_2^r l_2 (3 + 4 f_2')$$

$$+ k \frac{6}{l_1} S_{(2)}^0 + \frac{6}{h} k D_1 = 0.$$

$$3) \quad M_2^u \frac{3}{2} h + M_2^r k_2 l_2 (3 + 4 f_2')$$

$$- 2 l_2 k_2 H_2 f \left(1 + \frac{8}{5} f_2' \right) = 0.$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u;$$

$$H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h}; \quad H_2 - H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{h}.$$

M_2^r , H_1 , H_2 können nach den letzten drei Beziehungen ausgedrückt werden; es ergeben sich dann drei lineare Gleichungen mit drei Unbekannten, deren Auflösung unmittelbar erfolgen kann.

II. Erstes und drittes Feld gleich und entgegengesetzt belastet:

$$M_3^l = -M_2^r, \quad H_3^l = H_2^r \text{ (gleich gerichtet),}$$

$$\text{daher} \quad H_2 C_2 = 0$$

und

$$S_{(3)}^0 = H_2^r \left[\int_0^{1/2} y(1-x) dx - \int_0^{1/2} yx dx \right]$$

$$= H_2 \frac{1}{8} l_2^2 f_2.$$

$$1) \quad M_1 \left[\frac{3}{2} h + k l_1 (2 + 2 f_1') \right] + M_2^l k l_1 (1 + 2 f_1')$$

$$- H_1 2 l_1 k f_1 \left(1 + \frac{8}{5} f_1' \right) + k \frac{6}{l_1} S_{(2)}^0$$

$$+ k \frac{6}{h} D_1 = 0;$$

$$2) \quad M_1 k l_1 \left(1 + \frac{2}{5} f_1' \right) + M_2^l k l_1 [2 + 2 f_1']$$

$$- H_1 2 l_1 k f_1 \left(1 + \frac{8}{5} f_1' \right) - \frac{6}{8} l_2 f_2 H_2$$

$$+ k \frac{6}{l_1} S_{(1)}^0 + \frac{6}{h} k D_1 = 0.$$

$$3) \quad \frac{3}{2} M_2^u h + M_2^r k_2 l_2 = 0.$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u;$$

$$H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h};$$

$$H_2 - H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{h}.$$

III. Mittelfeld symmetrisch belastet: $M_3^l = M_2^r$.

$$1) \quad M_1 \left[\frac{3}{2} h + k l_1 (2 + 2 f_1') \right] + M_2^l k l_1 (2 + 2 f_1')$$

$$- H_1 2 l_1 k f_1 \left(1 + \frac{8}{5} f_1' \right) = 0;$$

$$2) \quad M_1 k l_1 (1 + 2 f_1') + M_2^l k l_1 [2 + 2 f_1']$$

$$+ M_2^r l_2 (3 + 4 f_2') - H_1 2 l_1 k f_1 \left(1 + \frac{8}{5} f_1' \right)$$

$$- H_2 l_2 f_2 \left(1 + \frac{8}{5} f_2' \right) + \frac{6}{l_2} S_{(3)}^0$$

$$+ \frac{9}{h} D_2 = 0;$$

$$3) \quad M_2^u \frac{3}{2} h + M_2^r k_2 l_2 (3 + 4 f_2')$$

$$- H_2 2 l_2 k_2 f_2 \left(1 + \frac{8}{5} f_2' \right) + k_2 \frac{6}{l_2} S_{(3)}^0$$

$$+ k_2 \frac{6}{h} D_2 = 0.$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u;$$

$$H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h}; \quad H_2 - H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{h}.$$

Würden unsymmetrische Lasten im Mittelfelde vorkommen, so wäre noch ein IV. Zustand in Betracht zu ziehen, wo wieder $M_3^l = -M_2^r$ ist.

Die Koeffizienten der Unbekannten im Gleichungssystem III sind gleich denen in I, analog die von IV, denen in II; es ändern sich lediglich die freien Ausdrücke für die Belastung des betreffenden Feldes; dies ergibt eine einfache rechnerische Auswertung für alle möglichen Lasten.

B. Gelenkige Lagerung.

$$M_1' = M_2' = M_3' = M_4' = 0.$$

In den aufgestellten Gleichungen für feste Einspannung tritt

$$\text{an Stelle } \frac{3}{2} M_1 \sim 2 M_1,$$

$$\text{an Stelle } \frac{3}{2} M_2 \sim 2 M_2^u.$$

$$H = -\frac{M}{h}.$$

Für den Sonderfall gleicher Stützweiten und horizontaler Riegeln, ferner

$$k_1 = k_2 = k_0, \quad k = 1 \text{ und } \frac{h}{k_0 l} = \alpha$$

ergeben sich folgende einfache Gleichungen:

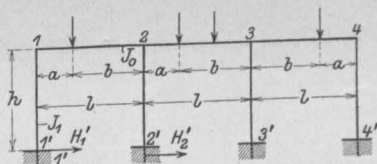
(Es verschwinden alle Glieder mit f).

$$c = \frac{1}{15a^2 + 30a + 12};$$

Belastungs- fälle		M_1	M_2^l	M_2^n	M_2^r
erstes Feld belastet	gleich- mäßig	$-ql \frac{1}{2} \{c(1+2a) + c_1(1+3a)\}$	$-ql^2 \frac{1}{2} \left\{ c \left(\frac{3}{4} a^2 + 2a + 1 \right) + c_1 \left(\frac{9}{4} a^2 + 3a + 1 \right) \right\}$	$+ql^2 \frac{1}{2} \left(\frac{3}{2} a + 1 \right) (c + c_1)$	$-ql^2 \frac{1}{2} \left\{ c \left(\frac{3}{4} a^2 + \frac{a}{2} \right) + c_1 \left(\frac{9}{4} a^2 + \frac{3}{2} a \right) \right\}$
	eine Einzel- last	$-3 \frac{Pab}{1} \left[c \left\{ a + \frac{2b}{1} (a+1) \right\} + c_1 \left\{ a + 2 \frac{b}{1} (2a+1) \right\} \right]$	$-3 \frac{Pab}{1} \left[c \left\{ a^2 + 3a + 2 \right\} - \frac{b}{1} (a^2 + 2a + 2) \right] + c_1 \left\{ 3a^2 + 5a + 2 - \frac{b}{1} \left(\frac{3}{2} a^2 + 4a + 2 \right) \right\}$	$+3 \frac{Pab}{1} \left\{ 2(a+1) - \frac{b}{1} (a+2) \right\} (c + c_1)$	$-3 \frac{Pab}{1} \left\{ a^2 + a - \frac{b}{1} \left(\frac{a^2}{2} + a \right) \right\} (c + 3c_1)$
zweites Feld belastet	gleich- mäßig	$+cq l^2 \frac{a}{2}$	$-cq l^2 \left(a + \frac{3}{4} a^2 \right)$	$-cq l^2 (a+1)$	$-cq l^2 \left(1 + 2a + \frac{3}{4} a^2 \right)$
	zwei symmetr. Lasten	$+c \frac{6Pab}{1} a$	$-c \frac{6Pab}{1} \left(2a + \frac{3}{2} a^2 \right)$	$-c \frac{6Pab}{1} (2a+2)$	$-c \frac{6Pab}{1} \left(2 + 4a + \frac{3}{2} a^2 \right)$
drittes Feld belastet	gleich- mäßig	$-ql^2 \frac{1}{2} \{c(1+2a) - c_1(1+3a)\}$	$-ql^2 \frac{1}{2} \left\{ c \left(\frac{3}{4} a^2 + 2a + 1 \right) - c_1 \left(\frac{9}{4} a^2 + 3a + 1 \right) \right\}$	$+ql^2 \frac{1}{2} \left(\frac{3}{2} a + 1 \right) (c - c_1)$	$-ql^2 \frac{1}{2} \left\{ c \left(\frac{3}{4} a^2 + \frac{a}{2} \right) - c_1 \left(\frac{9}{4} a^2 + \frac{3}{2} a \right) \right\}$
	eine Einzel- last	$-3 \frac{Pab}{1} \left[c \left\{ a + \frac{2b}{1} (a+1) \right\} - c_1 \left\{ a + 2 \frac{b}{1} (2a+1) \right\} \right]$	$-3 \frac{Pab}{1} \left[c \left\{ a^2 + 3a + 2 \right\} - \frac{b}{1} (a^2 + 2a + 2) \right] - c_1 \left\{ 3a^2 + 5a + 2 - \frac{b}{1} \left(\frac{3}{2} a^2 + 4a + 2 \right) \right\}$	$+3 \frac{Pab}{1} \left\{ 2(a+1) - \frac{b}{1} (a+1) \right\} (c - c_1)$	$-3 \frac{Pab}{1} \left\{ a^2 + a - \frac{b}{1} \left(\frac{a^2}{2} + a \right) \right\} (c - 3c_1)$
1. u. 3. Feld belastet	gleich- mäßig	$-cq l^2 (1+2a)$	$-cq l^2 \left(1 + 2a + \frac{3}{4} a^2 \right)$	$+cq l^2 \left(1 + \frac{3}{2} a \right)$	$-cq l^2 \left(\frac{a}{2} + \frac{3}{4} a^2 \right)$
	je eine Einzel- last	$-c \frac{6Pab}{1} \left\{ a + \frac{2b}{1} (a+1) \right\}$	$-c \frac{6Pab}{1} \left\{ (a^2 + 3a + 2) - \frac{b}{1} \left(\frac{a^2}{2} + 2a + 2 \right) \right\}$	$+c \frac{6Pab}{1} \left\{ 2(a+1) - \frac{b}{1} (a+2) \right\}$	$-c \frac{6Pab}{1} \left\{ (a^2 + a) - \frac{b}{1} \left(\frac{a^2}{2} + a \right) \right\}$
Total- belastung	gleich- mäßig	$-cq l^2 \left(1 + \frac{3}{2} a \right)$	$-cq l^2 \left(1 + 3a + \frac{3}{2} a^2 \right)$	$+cq l^2 \frac{a}{2}$	$-cq l^2 \left(1 + \frac{5}{2} a + \frac{3}{2} a^2 \right)$
	Endfelder 1 Mittelfeld 2 symmetr. Lasten	$-c \frac{6Pab}{1} \left\{ \frac{2b}{1} (a+1) \right\}$	$-c \frac{6Pab}{1} \left\{ \frac{5}{2} a^2 + 5a + 2 - \frac{b}{1} \left(\frac{a^2}{2} + 2a + 2 \right) \right\}$	$-c \frac{6Pab}{1} \left\{ \frac{b}{1} (a+2) \right\}$	$-c \frac{6Pab}{1} \left\{ 2 + 5a + a^2 - \frac{b}{1} \left(\frac{a^2}{2} + a \right) \right\}$
Gleichmäßige horizon- tale Last q	links- seitig	$-\frac{1}{8} w h^2 \{c a (5a+4) + c_1 a (9a+4)\}$	$+\frac{1}{8} w h^2 \{c a (a+2) + c_1 a (3a+2)\}$	$-w h^2 \frac{1}{4} a (c + c_1)$	$+w h^2 \frac{1}{8} a^2 (c + 3c_1)$
	rechts- seitig	$-\frac{1}{8} w h^2 \{c a (5a+4) - c_1 a (9a+4)\}$	$+\frac{1}{8} w h^2 \{c a (a+2) - c_1 a (3a+2)\}$	$-w h^2 \frac{1}{4} a (c - c_1)$	$+w h^2 \frac{1}{8} a^2 (c - 3c_1)$
	links- u. rechts- seitig	$-c \frac{1}{4} w h^2 a (5a+4)$	$+c \frac{1}{4} w h^2 a (a+2)$	$-c \frac{1}{2} w h^2 a$	$+c \frac{1}{4} w h^2 a^2$
gleichmäßige Temperatur- änderung um $\pm t^\circ$		$\mp c \frac{E J_0 \epsilon t}{h} \left\{ \frac{h^2}{l^2} (55a+44) + 12(3a+2) \right\}$	$\mp c \frac{E J_0 \epsilon t}{h} \left\{ 12(3a^2+6a+12) - 11 \frac{h^2}{l^2} (a+2) \right\}$	$\mp c \frac{E J_0 \epsilon t}{h} \left\{ 22 \frac{h^2}{l^2} - 12a \right\}$	$\mp c \frac{E J_0 \epsilon t}{h} \left\{ 12(3a^2+5a+2) - 11 \frac{h^2}{l^2} a \right\}$

Festeingespannter (A), vierstieliger Rahmen.

$$c_1 = \frac{1}{27\alpha^2 + 42\alpha + 12}; \quad \alpha = \frac{h}{kl}, \quad k = \frac{J_1}{J_0}.$$

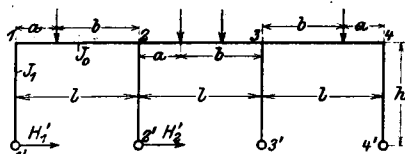


M'_1	M'_2	H'_1	$H'_2 = H_2 - H_1$
$+q l^2 \frac{1}{4} [c(1+2\alpha) + c_1(1+3\alpha)]$	$-q l^2 \frac{1}{4} \left\{ c \left(1 + \frac{3}{2} \alpha \right) + c_1 \left(1 + \frac{3}{2} \right) \right\}$	$+q l^2 \frac{3}{4h} \{ c(1+2\alpha) + c_1(1+3\alpha) \}$	$-q l^2 \frac{3}{4h} \left\{ \frac{3}{2} \alpha + 1 \right\} (c+c_1)$
$+ \frac{3Pa b}{2l} \left[c \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (\alpha+1) \right\} + c_1 \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (2\alpha+1) \right\} \right]$	$- \frac{3Pa b}{2l} \left\{ 2(\alpha+1) - \frac{b}{l} (\alpha+2) \right\} (c+c_1)$	$+ \frac{9}{2} \cdot \frac{Pa b}{hl} \left[c \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (\alpha+1) \right\} + c_1 \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (2\alpha+1) \right\} \right]$	$- \frac{9}{2} \cdot \frac{Pa b}{hl} \left\{ 2(\alpha+1) - \frac{b}{l} (\alpha+2) \right\} (c+c_1)$
$-c q l^2 \frac{1}{4} \alpha$	$+c q l^2 \frac{1}{2} (\alpha+1)$	$-c q l^2 \frac{3}{4h} \alpha$	$+c q l^2 \frac{3}{2h} (\alpha+1)$
$-c \frac{3Pa b}{l} \alpha$	$+c \frac{3Pa b}{l} (2\alpha+2)$	$-c \frac{9Pa b}{lh} \alpha$	$+c \frac{9Pa b}{lh} (2\alpha+2)$
$+g l^2 \frac{1}{4} [c(1+2\alpha) - c_1(1+3\alpha)]$	$-q l^2 \frac{1}{4} \left(1 + \frac{3}{2} \alpha \right) (c-c_1)$	$+q l^2 \frac{3}{4h} \{ c(1+2\alpha) - c_1(1+3\alpha) \}$	$-q l^2 \frac{3}{4h} \left\{ \frac{3}{2} \alpha + 1 \right\} (c-c_1)$
$+ \frac{3}{2} \cdot \frac{Pa b}{l} \left[c \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (\alpha+1) \right\} - c_1 \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (2\alpha+1) \right\} \right]$	$- \frac{3Pa b}{2l} \left\{ 2(\alpha+1) - \frac{b}{l} (\alpha+2) \right\} (c-c_1)$	$+ \frac{9}{2} \cdot \frac{Pa b}{hl} \left[c \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (\alpha+1) \right\} + c_1 \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (2\alpha+1) \right\} \right]$	$- \frac{9}{2} \cdot \frac{Pa b}{hl} \left\{ 2(\alpha+1) - \frac{b}{l} (\alpha+2) \right\} (c-c_1)$
$+c q l^2 \frac{1}{2} (1+2\alpha)$	$-c q l^2 \frac{1}{2} \left(1 + \frac{3}{2} \alpha \right)$	$+c q l^2 \frac{3}{2h} (1+2\alpha)$	$-c q l^2 \frac{3}{2h} \left(1 + \frac{3}{2} \alpha \right)$
$+c \frac{3Pa b}{l} \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (\alpha+1) \right\}$	$-c \frac{3Pa b}{l} \left\{ 2(\alpha+1) - \frac{b}{l} (\alpha+2) \right\}$	$-c \frac{9Pa b}{hl} \left\{ \alpha + 2 \frac{b}{l} (\alpha+1) \right\}$	$-c \frac{9Pa b}{hl} \left\{ 2(\alpha+1) - \frac{b}{l} (\alpha+2) \right\}$
$+c q l^2 \frac{1}{2} \left(1 + \frac{3}{2} \alpha \right)$	$-c q l^2 \frac{1}{4} \alpha$	$+c q l^2 \frac{3}{2h} \left(1 + \frac{3}{2} \alpha \right)$	$-c q l^2 \frac{3}{2h} \cdot \frac{\alpha}{2}$
$+c \frac{3Pa b}{l} 2 \frac{b}{l} (\alpha+1)$	$+c \frac{3Pa b}{l} \cdot \frac{b}{l} (\alpha+2)$	$+c \frac{9Pa b}{hl} 2 \frac{b}{l} (\alpha+1)$	$+c \frac{9Pa b}{lh} \cdot \frac{b}{l} (\alpha+2)$
$-\frac{1}{8} w h^2 [c\{5\alpha^2+13\alpha+6\} + c_1\{9\alpha^2+19\alpha+6\}]$	$+\frac{1}{8} w h^2 \alpha (c+c_1)$	$-\frac{3}{8} w h [c(10\alpha^2+23\alpha+10) + c_1(18\alpha^2+33\alpha+10)]$	$+\frac{3}{8} w h \alpha (c+c_1)$
$-\frac{1}{8} w h^2 [c\{5\alpha^2+13\alpha+6\} + c_1\{9\alpha^2+19\alpha+6\}]$	$+\frac{1}{8} w h^2 \alpha (c-c_1)$	$-\frac{3}{8} w h [c(10\alpha^2+23\alpha+10) - c_1(18\alpha^2+33\alpha+10)]$	$+\frac{3}{8} w h \alpha (c-c_1)$
$-c w h^2 \frac{1}{4} (5\alpha^2+13\alpha+6)$	$+c w h^2 \frac{1}{4} \alpha$	$-c w h \frac{3}{4} (10\alpha^2+23\alpha+10)$	$+c w h \frac{3}{4} \alpha$
$\pm c \frac{E J_0 \epsilon t}{2h} \left\{ \frac{h^2}{l^2} (55\alpha+44) + 12(3\alpha+2) - \frac{kh}{lc} \right\}$	$\pm c \frac{E J_0 \epsilon t}{h} \left\{ 11 \frac{h^2}{l^2} - 6\alpha \right\}$	$\pm c \frac{3 E J_0 \epsilon t}{2} \frac{h^2}{h^2 l^2} (55\alpha+44) + 12(3\alpha+2) - \frac{kh}{3lc}$	$\pm c \frac{E J_0 \epsilon t}{h^2} \left\{ 33 \frac{h^2}{l^2} - 18\alpha \right\}$

Tabelle II. Vierstieliger, gelenkig gelagerter Rahmen (B). Horizontalriegel. $c = \frac{1}{20a^2 + 30a + 9}$,

Belastungsfall		M_1	M_2^1	M_2^r
erstes Feld belastet	gleichmäßig	$-ql^2 \frac{1}{8} \{ c(3+8\alpha) + c_1(1+4\alpha) \}$	$-ql^2 \frac{1}{8} \{ c(3+8\alpha+4\alpha^2) + c_1(1+4\alpha+4\alpha^2) \}$	$-ql^2 \frac{1}{8} \{ 2\alpha+4\alpha^2 \} (c+c_1)$
	eine Einzel-last	$-\frac{Pab}{2l} \left[3c \left\{ 2\alpha + \frac{b}{l}(3+4\alpha) \right\} + c_1 \left\{ 2\alpha + \frac{b}{l}(3+8\alpha) \right\} \right]$	$-\frac{Pab}{2l} \left[c \left\{ 8\alpha^2+18\alpha+9 \right\} - \frac{b}{l}(4\alpha^2+12\alpha+9) \right] + c_1 \left\{ 8\alpha^2+10\alpha+3 - \frac{b}{l}(4\alpha^2+8\alpha+3) \right\}$	$-\frac{Pab}{l} \{ 4\alpha^2+3\alpha \} (c+c_1)$
zweites Feld belastet	gleichmäßig	$+cq l^2 \frac{1}{4} 2\alpha$	$-cq l^2 \alpha(1+\alpha)$	$-cq l^2 \frac{1}{4} (3+8\alpha+4\alpha^2)$
	2 symmetr. Einzel-lasten	$+c \frac{3Pab}{l} 2\alpha$	$-c \frac{3Pab}{l} 4\alpha(1+\alpha)$	$-c \frac{3Pab}{l} (3+8\alpha+4\alpha^2)$
drittes Feld belastet	gleichmäßig	$-ql^2 \frac{1}{8} \{ c(3+8\alpha) - c_1(1+4\alpha) \}$	$-ql^2 \frac{1}{8} \{ c(3+8\alpha+4\alpha^2) - c_1(1+4\alpha+4\alpha^2) \}$	$-ql^2 \frac{1}{8} \{ 2\alpha+4\alpha^2 \} (c-c_1)$
	eine Einzel-last	$-\frac{Pab}{2l} \left[3c \left\{ 2\alpha + \frac{b}{l}(3+4\alpha) \right\} - c_1 \left\{ 2\alpha + \frac{b}{l}(3+8\alpha) \right\} \right]$	$-\frac{Pab}{2l} \left[c \left\{ 8\alpha^2+18\alpha+9 \right\} - \frac{b}{l}(4\alpha^2+12\alpha+9) \right] - c_1 \left\{ 8\alpha^2+10\alpha+3 - \frac{b}{l}(4\alpha^2+8\alpha+3) \right\}$	$-\frac{Pab}{l} \{ 4\alpha^2+3\alpha \} (c-c_1)$
1. u. 3. Feld belastet	gleichmäßig	$-cq l^2 \frac{1}{4} (3+8\alpha)$	$-cq l^2 \frac{1}{4} (3+8\alpha+4\alpha^2)$	$-cq l^2 \frac{1}{4} 2\alpha(1+2\alpha)$
	je eine Einzel-last	$-c \frac{3Pab}{l} \left\{ \frac{b}{l}(3+4\alpha) + 2\alpha \right\}$	$-c \frac{Pab}{l} \left\{ 8\alpha^2+18\alpha+9 - \frac{b}{l}(9+12\alpha+4\alpha^2) \right\}$	$-c \frac{2Pab}{l} \left\{ 4\alpha^2+3\alpha - \frac{b}{l}(2\alpha^2+3\alpha) \right\}$
Totalbelastung	gleichmäßig	$-cq l^2 \frac{1}{4} (3+6\alpha)$	$-cq l^2 \frac{1}{4} (3+12\alpha+8\alpha^2)$	$-cq l^2 \frac{1}{4} (3+10\alpha+8\alpha^2)$
	Endfelder je eine, Mittelfeld 2 symmetr. Lasten	$-c \frac{3Pab}{l} \cdot \frac{b}{l} (3+4\alpha)$	$-c \frac{Pab}{l} \left\{ 20\alpha^2+30\alpha+9 - \frac{b}{l}(4\alpha^2+12\alpha+9) \right\}$	$-c \frac{Pab}{l} \left\{ 20\alpha^2+30\alpha+9 - 2 \frac{b}{l} (2\alpha^2+3\alpha) \right\}$
Gleichmäßige horizontale Last w/m	links-seitig	$-\frac{1}{4} wh^2 [c\alpha(5\alpha+3) + c_1\alpha(3\alpha+1)] + \frac{1}{8} wh^2 [c\alpha(2\alpha+3) + c_1\alpha(2\alpha+1)]$	$+\frac{1}{4} wh^2 \alpha^2 (c+c_1)$	
	rechts-seitig	$-\frac{1}{4} wh^2 [c\alpha(5\alpha+3) - c_1\alpha(3\alpha+1)] + \frac{1}{8} wh^2 [c\alpha(2\alpha+3) - c_1\alpha(2\alpha+1)]$	$+\frac{1}{4} wh^2 \alpha^2 (c-c_1)$	
	links- u. rechts-seitig	$-\frac{1}{2} wh^2 c\alpha(5\alpha+3)$	$+\frac{1}{4} wh^2 c\alpha(2\alpha+3)$	$+\frac{1}{2} wh^2 c\alpha^2$
gleichmäßige Temperaturänderung um $\pm t^\circ$		$\mp c \frac{6EJ_0 \epsilon t}{h} \left\{ \frac{h^2}{l^2} (10\alpha+6) + 6\alpha+3 \right\}$	$\mp c \frac{6EJ_0 \epsilon t}{h} \left\{ 12\alpha+8\alpha^2+3 - \frac{h^2}{l^2} (2\alpha+3) \right\}$	$\mp c \frac{6EJ_0 \epsilon t}{h} \left\{ 10\alpha + 8\alpha^2+3 - \frac{h^2}{l^2} 2\alpha \right\}$

$$c_1 = \frac{1}{12\alpha^2 + 14\alpha + 3}, \quad \alpha = \frac{h}{kl}, \quad k = \frac{J_1}{J_0}.$$



M_2^u	H_1'	$H_2' = H_2 - H_1$
$+\frac{1}{8}ql^2[c(6\alpha+3)+c_1(2\alpha+1)]$	$+\frac{1}{8}\cdot\frac{ql^2}{h}[c(3+8\alpha)+c_1(1+4\alpha)]$	$-\frac{1}{8}\cdot\frac{ql^2}{h}[c(6\alpha+3)+c_1(2\alpha+1)]$
$+\frac{Pab}{2l}\left[3c\left\{3+4\alpha-\frac{b}{l}(3+2\alpha)\right\}+c_1\left\{3+4\alpha-\frac{b}{l}(3+2\alpha)\right\}\right]$	$+\frac{Pab}{2hl}\left[3c\left\{2\alpha+\frac{b}{l}(3+4\alpha)\right\}+c_1\left\{2\alpha+\frac{b}{l}(3+8\alpha)\right\}\right]$	$-\frac{Pab}{2lh}\left\{3+4\alpha-\frac{b}{l}(3+2\alpha)\right\}(3c+c_1)$
$-cq l^2 \frac{1}{4}(3+4\alpha)$	$-c \frac{ql^2}{2h} \alpha$	$+c \frac{ql^2}{h} \cdot \frac{1}{4}(3+4\alpha)$
$-c \frac{3Pab}{l}(3+4\alpha)$	$-c \frac{3Pab}{lh} 2\alpha$	$+c \frac{3Pab}{lh}(3+4\alpha)$
$+\frac{1}{8}ql^2(2\alpha+1)(3c-c_1)$	$+\frac{1}{8}\cdot\frac{ql^2}{h}[c(3+8\alpha)-c_1(1+4\alpha)]$	$-\frac{1}{8}\cdot\frac{ql^2}{h}[c(6\alpha+3)-c_1(2\alpha+1)]$
$+\frac{Pab}{2l}\left\{3+4\alpha-\frac{b}{l}(3+2\alpha)\right\}(3c-c_1)$	$+\frac{Pab}{2lh}\left[3c\left\{2\alpha+\frac{b}{l}(3+4\alpha)\right\}-c_1\left\{2\alpha+\frac{b}{l}(3+8\alpha)\right\}\right]$	$-\frac{Pab}{2lh}\left\{3+4\alpha-\frac{b}{l}(3+2\alpha)\right\}(3c-c_1)$
$+cq l^2 \frac{1}{4}(6\alpha+3)$	$+cq l^2 \frac{1}{4h}(3+8\alpha)$	$-cq l^2 \frac{1}{4h}(6\alpha+3)$
$+c \frac{3Pab}{l}\left\{3+4\alpha-\frac{b}{l}(3+2\alpha)\right\}$	$+c \frac{3Pab}{lh}\left\{2\alpha+\frac{b}{l}(3+4\alpha)\right\}$	$-c \frac{3Pab}{lh}\left\{3+4\alpha-\frac{b}{l}(3+2\alpha)\right\}$
$+c \frac{1}{2}ql^2 \alpha$	$+cq l^2 \frac{1}{4h}(3+6\alpha)$	$-c \frac{1}{2}ql^2 \frac{\alpha}{h}$
$+c \frac{3Pab}{l} \cdot \frac{b}{l}(3+2\alpha)$	$+c \frac{3Pab}{lh} \cdot \frac{b}{l}(3+4\alpha)$	$+c \frac{3Pab}{lh} \cdot \frac{b}{l}(3+2\alpha)$
$-\frac{1}{8}wh^2\alpha(3c+c_1)$	$-\frac{1}{4}wh[c(15\alpha^2+27\alpha+9)+c_1(9\alpha^2+13\alpha+3)]$	$+\frac{1}{8}wh[4\alpha c+\alpha c_1]$
$-\frac{1}{8}wh^2\alpha(3c-c_1)$	$-\frac{1}{4}wh[c(15\alpha^2+27\alpha+9)-c_1(9\alpha^2+13\alpha+3)]$	$+\frac{1}{8}wh\alpha(3c-c_1)$
$-c \frac{3}{4}wh^2\alpha$	$-c \frac{1}{2}wh(15\alpha^2+27\alpha+9)$	$+c \frac{3}{4}wh\alpha$
$\pm c \frac{bEJ_0 \epsilon t}{h}(2\alpha-3\frac{h^2}{l^2})$	$\pm c \frac{6EJ_0 \epsilon t}{h^2} \left\{ \frac{h^2}{l^2}(10\alpha+6)+(6\alpha+3) \right\}$	$\mp c \frac{6EJ_0 \epsilon t}{h^2} \left(2\alpha-3\frac{h^2}{l^2} \right)$

A. Feste Einspannung:

I.

$$M_1 \left(\frac{3}{2} \alpha + 2 \right) + M_2^l + \frac{6}{l^2} S_{(2)} = 0;$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r 3 + \frac{6}{l^2} S_{(1)} = 0;$$

$$M_2^u \cdot \frac{3}{2} \alpha + M_2^r 3 = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u;$$

$$H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h}; \quad H_1 - H_2 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{h}.$$

II.

$$M_2 \left(\frac{3}{2} \alpha + 2 \right) + M_2^l + \frac{6}{l^2} S_{(2)} = 0;$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r + \frac{6}{l^2} S_{(1)} = 0;$$

$$M_2^u 3 \alpha + M_2^r = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

III.

$$M_1 \left(\frac{3}{2} \alpha + 2 \right) + M_2^l = 0;$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r 3 + \frac{6}{l^2} S_{(3)} = 0;$$

$$M_2^u \frac{3}{2} \alpha + M_2^r 3 + \frac{6}{l^2} S_{(4)} = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

Die Werte der aufgelösten Gleichungen sind für verschiedene Belastungsfälle übersichtlich in der Tabelle I zusammengestellt.

B. Gelenkige Lagerung.

I.

$$M_1 (2 \alpha + 2) + M_2^l + \frac{6}{l^2} S_{(2)} = 0,$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r 3 + \frac{6}{l^2} S_{(1)} = 0,$$

$$M_2^r 3 + M_2^u 2 \alpha = 0,$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

II.

$$M_1 (2 \alpha + 2) + M_2^l + \frac{6}{l^2} S_{(2)} = 0,$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r + \frac{6}{l^2} S_{(1)} = 0,$$

$$M_2^u 2 \alpha + M_2^r = 0,$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

III.

$$M_1 (2 \alpha + 2) + M_2^l = 0,$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r 3 + \frac{6}{l^2} S_{(3)} = 0,$$

$$M_2^u 2 \alpha + M_2^r 3 + \frac{6}{l^2} S_{(4)} = 0,$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

Die Werte sind in der Tabelle II zusammengestellt. (Schluß folgt.)

NEUE ARBEITEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

Heft 25: Wahl des Größenwertes der Elastizitätsverhältniszahl n für die Berechnung von Eisenbetonträgern. Von M. Möller, Geh. Hofrat und Dipl.-Ing. M. Brunckhorst. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Geh. M. 1,—.

Der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton, der bereits über 600 000 Mark für Versuchsforschung auf dem Gebiete des Eisenbetons ausgegeben hat, hat es sich zur dankenswerten Aufgabe gemacht, die Theorie des Eisenbetons mit Hilfe von Versuchen zu ergründen. Es ist heute an der Zeit, die Frage aufzuwerfen, ob die Ergebnisse in dem Verhältnis zu den aufgewandten Kosten stehen. Nach meiner Meinung kann dies nicht immer bejaht werden, umsoweniger als eine Anzahl von Versuchen nur Ergebnisse zeitigen, welche bereits gefunden waren oder nur als Beweise für die Richtigkeit der von der Praxis eingeschlagenen Wege gelten können.

Die neuere Arbeit, welche in Heft 25 veröffentlicht ist, wird jeden Fachgenossen, der an der wissenschaftlichen Vervollkommenung der theoretischen Grundlagen des Eisenbetons mittätig ist, zu einigem Nachdenken veranlassen.

Kommt doch unter den Schlußfolgerungen folgender Satz vor:

„Schließlich sei noch erwähnt, daß ein Ersatz des Zahlenwertes $n = 15$ durch $n = 10$ eine große Störung insofern bedingen würde, als unsere gesamte Literatur den Wert $n = 15$ bisher benutzt hat. Alle Tabellen müßten umgerechnet werden, und bei Vergleichen der alsdann mit $n = 10$ berechneten neuen Werte mit älteren Werten würden manche Unbequemlichkeiten, Irrungen und Unklarheiten entstehen.“

Was hat die wissenschaftliche Forschung mit den Tabellen zu tun, die sich in einer allzu großen Zahl leider in der Literatur des Eisenbetons ein-

genistet haben? Warum soll die wissenschaftliche Forschung darauf Rücksicht nehmen, daß in der Literatur bisher der Wert $n = 15$ benutzt wurde? Nach meiner Meinung sollte der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton auf mögliche Unbequemlichkeiten keine Rücksicht nehmen, sondern einzig und allein auf eine gründliche Erforschung der wissenschaftlichen Grundlagen.

Die Bedeutung der Zahl n ist es nicht, die mich zu diesen Betrachtungen veranlaßt, denn sie spielt in der Theorie des Eisenbetons keine so hervorragende Rolle. Ob man $n = 10$ oder $n = 15$ wählt, wird praktisch keine großen Veränderungen in unserer Berechnung hervorrufen, aber aus dieser Arbeit zeigt sich eine Anschauung, welche manchmal bei unseren wissenschaftlichen Arbeiten Platz gegriffen hat.

Vor einiger Zeit ist eine Veröffentlichung von Professor Kirsch über Versuche des Österreichischen Eisenbetonausschusses erschienen, in welcher die merkwürdige Schlußfolgerung zu lesen war, daß für die Zahl n die Werte 3—5 vorgeschlagen wurden. Diese Schlußfolgerung war auch auf eine irrige Auswertung der Versuchsergebnisse zurückzuführen, wie auch seinerzeit in einer Besprechung der Arbeiten in unserer Zeitschrift erwähnt wurde (s. S. 87, Heft 2, 1913). In der vorliegenden Arbeit, welche sich auch mit der Zahl n befaßt, sind einige Schlußfolgerungen, welche zeigen sollen, daß die Annahme $n = 15$ nicht nur berechtigt ist, sondern auch eine größere Sicherheit bieten soll, als bei $n = 10$.

Dieses Ergebnis steht in Widerspruch zu Versuchsergebnissen, und dieser Widerspruch ist auch leicht erklärlich. Bei den Versuchen ist sowohl der Elastizitätsmodul des Betons mit Hilfe von Dehnungsmessungen, als auch die Lage der Nulllinie aus Messungen an Versuchsbalken direkt ermittelt worden. (Ich denke dabei an diejenigen Versuche, bei welchen zur Ermittlung der Lage der Nulllinie nicht nur die Messungen an den äußersten Rändern vorgenommen wurden, sondern an mehreren Stellen des Querschnittes.)

Bei einigen Versuchen sind auch die Spannungen direkt aus den Messungen ermittelt worden. Die Ergebnisse dieser Versuche, welche von den unrichtigen Voraussetzungen, die bei der Berechnung gemacht werden, unabhängig sind, können allein den Einfluß der Zahl n auf die Lage der Nulllinie, die Spannungen im Eisen und Beton und auch die Querschnittsabmessungen einwandfrei feststellen. Jedenfalls aber ist auf diesem Wege klar bewiesen worden, daß $n = 10$ wissenschaftlich begründeter ist als $n = 15$ für dasjenige Belastungsstadium, welches uns die zulässigen Spannungen im Beton und Eisen liefert. Ich verweise auf meine früheren Veröffentlichungen.

Ich verweise ferner auf die Schüleschen Versuche an der Eidgenössischen Materialprüfungs-

anstalt in Zürich, welche eine Änderung in den Schweizer Vorschriften insofern herbeigeführt haben, als für die auf Biegung beanspruchten Tragteile in Eisenbeton $n = 10$ angenommen wird und nicht wie früher, wo für $n = 15$ gerechnet wurde.

Wie verhält es sich aber mit den Schlußfolgerungen der vorstehenden Arbeit? Es wird mit Hilfe der wenig einwandfreien Theorie der Berechnungen, wie sie in die amtlichen Vorschriften aufgenommen und für die Praxis genügend genau ist, der Einfluß der Zahl n auf die Sicherheit von Eisenbetonträgern ermittelt. Es wird gezeigt, wie beim Übergang von $n = 15$ auf $n = 10$ der Druckgurt sich vermindert, welchen Einfluß die Zahl n auf die Werte σ_b und σ_c ausübt, und auf demselben Wege nachgerechnet, daß die Eisenspannung bei $n = 10$ um 2,02 % abnimmt. Schließlich wird auch ein Unterschied in der Konstruktionshöhe der Träger und in dem Eisenquerschnitt herausgerechnet mit dem Endergebnis, daß für $n = 10$ die Träger unwirtschaftlicher werden.

Alle diese Ergebnisse sind aber nur möglich, weil sie nicht direkt aus Versuchen, sondern durch Heranziehung der amtlichen Vorschriften abgeleitet sind, deren Berechnungen im besten Falle als gute Näherungsergebnisse gelten können, weil die Voraussetzungen nicht den wirklichen Verhältnissen entsprechen.

Aus den angeführten Gründen kann ich den in dieser Arbeit angeführten Schlußfolgerungen nicht beistimmen, sondern bin nach wie vor der Ansicht, daß $n = 15$ für auf Biegung beanspruchte Eisenbetontragteile wissenschaftlich nicht begründet ist, daß man vielmehr bei der Annahme $n = 10$ den tatsächlichen Verhältnissen tatsächlich besser Rechnung trägt.

Heft 26: Belastung und Abbruch von zwei Eisenbetonbauten im Kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West. Nachtrag zu der Veröffentlichung über Brandproben an Eisenbetonbauten (Heft 11) von Professor M. Gary. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Preis Geh. M. 1,20.

Diese Veröffentlichung ist ein Nachtrag zu Heft 11, welches bereits bei einer früheren Gelegenheit in der Zeitschrift besprochen wurde. Zwei besonders interessante Ergebnisse sind aus dieser Arbeit hervorzuheben, welche zwar nicht neu sind, aber eine einwandfreie Bestätigung von bereits bekannten Tatsachen liefern. Das erste Ergebnis zeigt auf Grund der systematisch durchgeführten Untersuchungen, daß Eisenbetonkonstruktionen sowohl in ihrer Tragfähigkeit, als auch in ihrem elastischen Verhalten durch das Feuer und Löschwasser keine erheblichen Schädigungen erfahren.

Das andere bemerkenswerte Ergebnis ist die Überlegenheit von Schotterbeton über Kiesbeton.

Es zeigte sich, daß der dem Feuer ausgesetzte Schotterbeton beim Abbruch der beiden Probegebäuden viel widerstandsfähiger war als der Kiesbeton.

Es ist erfreulich, daß bei den weiter in Aus-

sicht genommenen Brandversuchen bei den ersten Versuchen zutage getretene Fehler vermieden und auch andere Zuschlagsstoffe als Schotter und Kies auf ihr Verhalten im Feuer geprüft werden sollen.

RUNDERLASS.

Der Polizeipräsident.

Abt. III.

Berlin, 24. IX. 1913.

Tageb. Nr. 287. III. G. R.

Die bei der Ausführung von Decken Kleinscher Art verwendeten Anfänger- oder Träger-

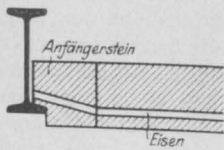
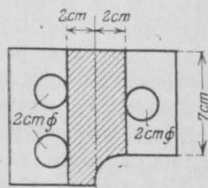


Fig. 1.

ummantelungssteine weisen meist eine zu geringe Stärke an der für den Trägerflansch ausgesparten Stelle sowie verhältnismäßig große Löcher auf, so daß die am Deckenaufleger auftretenden großen

Schubspannungen nur ungenügend aufgenommen werden können.

Ich bestimme deshalb, daß im Landespolizeibezirk Berlin in Zukunft nur solche Anfänger- oder Trägerummantelungssteine verwendet werden dürfen, welche über der Aussparung für den Trägerflansch mindestens 7 cm stark sind und welche, falls sie nicht als Vollsteine hergestellt werden, nur Löcher von 2 cm Durchmesser erhalten dürfen, wobei zu beachten ist, daß von der seitlichen Begrenzung der Aussparung aus nach rechts und links mindestens je 2 cm Vollmaterial vorhanden sein muß (vgl. Fig. 1).

Bei Verwendung von Anfänger- oder Trägerummantelungssteinen zu Steineisendecken müssen die Eisen stets hochgebogen und auf den Trägerflansch gelegt werden.

gez. I. V.:

Feigell.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Zementverarbeitungsmaschinen auf der Internationalen Baufachausstellung in Leipzig 1913. Von Carl Naske in Berlin-Wilmersdorf. An der Hand von Abbildungen werden eine ganze Anzahl neuer Maschinen für die Verarbeitung des Portlandzementes und die Mörtel- und Betonbereitung beschrieben. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1913. Nr. 39.

2. Prüfung und Untersuchung.

3. Wirtschaftliches.

II. Theorie.

Zur Theorie der Druckliniengewölbe. Von Dipl.-Ing. Arpad Gut, Budapest. Auf theoreti-

ischem Wege wird eine Kräftekurve abgeleitet, auf der sich eine Seilkurve aufbaut. Aus diesen beiden Kurven lassen sich Spannung und Krümmungshalbmesser bestimmen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1913. Nr. 39.

Zur Berechnung von Schutzbrücken für Drahtseilschwebbahnen. Von Regierungsrat Dr.-Ing. Saller-Nürnberg. In seinen Ausführungen wendet sich Verfasser gegen die Berechnung von Tragwerken unter Stoßbelastungen, welche viel zu weit über die in Wirklichkeit vorkommenden Belastungen hinausgehen. Es werden einige Näherungsformeln angegeben, die für die Praxis vollauf genügen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 79.

Zur Frage der Haftspannungsrechnung. Von Dr.-Ing. W. Petry-Oberkassel. Der III. Teil der Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton über die Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung von Eisenbetonbalken gegen Schubkräfte wird

eingehend besprochen und die Ergebnisse erörtert. Sofern eine Berechnung der Haftspannungen erforderlich ist, erfolgt sie nach der Formel:

$$r_1 = \frac{Q}{zn}, \text{ worin } n \text{ der verschiedenartigen}$$

Widerstandsfähigkeit der Balken gegen Schubkräfte entspricht. Beton und Eisen 1913. Nr. 15.

Über Trägheitsmomente. Von Professor Ramisch (Breslau). Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1913. Nr. 5.

Berechnung von Fundamenten, unter Berücksichtigung der Elastizität des Baugrundes. Von Dr.-Ing. Otto Fröhlich, St. Petersburg. Verfasser behandelt die Anordnung eines durchlaufenden Fundamentbalkens, unter Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Verteilung der Fundamentkräfte. Ausführliche Wiedergabe des Rechnungsganges und Anführung eines durchgeführten Beispiels. Beton und Eisen 1913. Nr. 15 und 16.

Stau bei Flußbrücken. Entwicklung einer neuen Stauformel, deren Ergebnisse durch Beobachtungen bestätigt werden. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 75.

Die Berechnung von Eisenbetonschornsteinen. Von Ober-Ingenieur Pietzsch-Mannheim. Angabe einer französischen Berechnungsweise. Beton und Eisen 1913. Nr. 16.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Vom Geh. Baurat Prof. O. Berndt, Vorstand der Materialprüfungsanstalt in Darmstadt. Die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton haben gezeigt, daß gewöhnlicher Stampfbeton durch den elektrischen Strom keine Zerstörung erfährt. Ebenso wenig ist trockener Eisenbeton elektrolytischen Zersetzungen ausgesetzt. Eine Zerstörung durch die Wärmewirkung des Stromes wird im allgemeinen kaum stattfinden wegen der geringen Strommengen. Ein Erweichen des Betons an der Anode, wie es die Amerikaner beobachtet haben wollen, konnte nicht bemerkt werden. Die Folgen einer unsachgemäßen Ausführung von elektrischen Leitungen bei gleichzeitig durchfeuchtetem Beton werden an einem interessanten Beispiele gezeigt. Weiterhin findet die Blitzgefahr eine kurze Erörterung. Ein Eisenbetongebäude bietet den größtmöglichen Schutz, da der Blitz durch das Netz der Eisenlagen einen Weg zur Erde von größtem Querschnitt findet. Die Wirkung des Blitzes wird an einem Betongebäude, in welches der Blitz eingeschlagen hatte, erläutert. Durch die große Wärmeentwicklung schmelzen in der Regel die Zuschläge des Betons und es bilden sich sogen. Blitzröhren. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1913. Nr. 80.

Spannung σ_{bz} des Betons in der Zug-

zone von Eisenbetonbalken unmittelbar vor der Reißbildung. Kurze Angaben aus den Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 73.

Belastung und Abbruch von zwei auf Widerstandsfähigkeit gegen Feuer geprüften Eisenbetonbauten. Die Tragfähigkeit der Decken in zwei Eisenbetonhäuschen, die einer Brandprobe unterworfen worden waren, ist dadurch nicht nennenswert gemindert worden. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 78.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Bestimmung des Polizeipräsidenten von Berlin vom 24. Sept. 1913, betr.: Kleinesche Decken. Beton und Eisen 1913. Nr. 16.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Note di edilizia antisismica. Über erdbebensichere Bauweisen, von Prof. Silvio Canevazzi. Der Verfasser bespricht zunächst die Arten der auf die Gebäude durch Erdbeben ausgeübten Angriffe nach ihrer Richtung, wobei senkrechte und wagerechte Bewegungen unterschieden werden. Durch die senkrechten Einwirkungen werden die Materialbeanspruchungen gesteigert, die durch Eigenlast und Nutzlasten in jedem Bauwerk schon vorhanden sind. Durch die wagerechten Bewegungen werden hauptsächlich biegende Angriffsmomente in den Bauteilen erzeugt werden. Der Verfasser versucht, auf Grund angenommener Höchstwerte der Angriffe Formeln zu entwickeln, nach denen in solchen Gegenden, die von Erdbeben häufig bedroht sind, bei Aufstellung der Festigkeitsberechnungen zu verfahren ist. Il cemento 1913. Nr. 13 u. 14.

Über Abbruch von Stampfbeton. Von Ingenieur Ernst Schick, Wien. Auf Grund einer Anzahl von Fällen des Abbruchs von Stampfbetonmassen, der hierbei größtenteils mit dem Preßluftmeißel erfolgte, gibt Verfasser nach kurzer Beschreibung der verschiedenen Arbeiten einige Regeln für den Abbruch von Stampfbeton an, die erkennen lassen, daß bei großen Betonmassen volle Übereinstimmung mit dem Steinbruchbetrieb herrscht. Beton und Eisen 1913. Nr. 15.

Der Betonbau auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. Fortsetzung der Besprechung. Die in der Betonhalle untergebrachten Ausstellungen werden kurz geschildert. Deutsche Bauzeitg. Mitteil. 1913. Nr. 17.

Die Verwendung des Gußeisens zu Eisenbeton. Von Prof. Dr. P. Rohland in Stuttgart. Verfasser zeigt, wie sich das Gußeisen im

Beton genau so verhält wie Schmiedeeisen und wie seiner Anwendung als Gußeisenbeton in dieser Beziehung nichts im Wege steht. Der Brückenbau 1913. Heft 18.

Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz. Ein in neuester Zeit aufgekommenes Gründungsverfahren sucht die wirtschaftlichen und technischen Vorzüge des Holzpfehles mit den vorteilhaften Eigenschaften der Eisenbetonpiloten zu vereinigen, und zwar in der Weise, daß für den ständig unter Wasser befindlichen Teil der unter diesen Umständen fast unbegrenzte Dauer zeigende Holzpfehl, für den oberen hingegen Beton oder Eisenbeton benutzt wird. Die Art der Verbindung der beiden verschiedenartigen Baustoffe zu einem trag- und widerstandsfähigen Ganzen bildet das Wesen des Verfahrens und wird mit Abbildungen eingehend beschrieben und seine Ausführung an der Gründung des Maria-Stifts in Lindau am Bodensee gezeigt. Österreichische Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 38.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Der Einsturz einer Giebelwand und einer Betondecke werden beschrieben. Desgleichen findet die Beschädigung einer Eisenbetonstützmauer eine kurze Besprechung. Beton und Eisen 1913. Nr. 15 u. 16.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Neubauten der Groß-Brauerei Dischinger am neuen Hauptbahnhof in Darmstadt. Von Stadtbaurat Steinberger. Die für Wohn- und Wirtschaftsbetrieb bestimmten Bauten haben in ihrem Erdgeschoß eine Raumteilung ohne Rücksicht auf die Teilung der oberen Räume erhalten. Die oberen Geschoßlasten werden hierbei von den Unterzügen der Decke des Erdgeschosses aufgenommen, die zu diesem Zwecke durch I-Profile verstärkt wurden. Mit Abbildungen und Angaben über die statische Berechnung. Deutsche Bauzeitg. Mitteil. 1913. Nr. 17.

Flachgründungen auf Schlamm- und Moorboden und Rekonstruktionen mit Hilfe dieses Verfahrens. Von Ing. Mich. Heimbach, Hard bei Bregenz. Beschreibung einer Reihe von Anwendungsbeispielen. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Nr. 16.

Schwere Betonfundierungen auf Hüttenwerken. Von W. Schömburg, Dortmund. Kurze Beschreibung einer Reihe ausgeführter, bewährter und billiger Fundierungen, die in Schlackenbeton hergestellt sind. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Nr. 15.

Fondation en ciment armé pour cheminée d'usine. Kurze Beschreibung der Fundierung eines 38 m hohen Schornsteines mittels einer kreisförmigen, durch Rippen verstärkten Eisenbetonplatte, die nur 1,22 m tief im Boden

liegt. Mit Abb. Nouvelles annales de la construction 1913. Nr. 9.

Errichtung eines Leuchtfeuerturmes in Eisenbeton am Eingange der großen Hafeneinfahrt von Alexandrien. Von Dr. techn. W. Stroß, Alexandrien. Eingehende Beschreibung des Bauwerkes. Beton u. Eisen 1913. Nr. 15. — s. L. 1913, Nr. 6.

Die Eisenbetonarbeiten beim Neubau der Steinkohlenseparation für den Nikolausschacht der Graf Franz Grube in Ruda Ob.-Schl. Von E. Magelssen, Kattowitz. Kurze Beschreibung mit zahlr. Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 16.

Getreidesilo im Montrealer Hafen. Von Dipl.-Ing. V. J. Elmont, Montreal. Das umfangreiche, 67 m hohe Bauwerk wird in seinem Entwurf und seiner Ausführung kurz beschrieben. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 16.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Zwei Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. R. Berman, Bremen. Beschreibung einer Zweigelenkbogenbrücke von 23 m Spannweite und 51,92 m Breite. Die Scheitelstärke beträgt 0,70 m und verringert sich nach den Gelenken zu auf 0,50 m; Gelenke aus Gußstahl. Mit Abb. und Angaben über die Bauausführung. Beton u. Eisen 1913. Nr. 16.

Note sur un nouveau type de pont en maçonnerie. Durch eine parabolische Ausbildung der Brückenpfeiler soll der Verlust an lebendiger Kraft des Wassers infolge von Aufstau und Wirbeln vermindert werden. Mit Abb. Annales nouvelles de la construction 1913. Nr. 7.

Zum Bau der Walchebrücke in Zürich. Von Dipl.-Ing. Fritz Locher, Zürich. Für die Fundierung der beiden Brückenpfeiler kamen Eisenbetoncaissons zur Anwendung, die im Gegensatz zu der allgemein üblichen Bauweise eine durchgehende Rundeisenbewehrung besaßen. Die Abmessungen der Caissons betragen 4,60 m Breite und 21,75 m Länge. Ausführliche Beschreibung nebst ihrer Bauausführung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 15.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Dighe di sbarramento a carico frazionato. Talsperren aus mehreren hintereinander angeordneten Eisenbetonwänden, deren Höhe nach der Talseite stufenförmig abnimmt. Von Ing. P. Rutenberg. (Vgl. Literaturschau im Oktoberheft d. J.). Der Gedanke, Staudämme als gegliedertes Bauwerk so herzustellen, daß die Druckhöhen in den einzelnen quer zur Flußrichtung liegenden Kammern sich allmählich verringern, und die Scheidewände dieser Kammern nur den Druck auszuhalten haben, der dem beliebig zu wählenden

Unterschied der Wasserstände in ihnen entspricht, wird ausführlich behandelt. Die Hauptscheidewände sind durch Querwände in der Richtung des Flußlaufes verbunden, so daß jede zwischen zwei Hauptscheidewänden liegende Zone in eine Anzahl von Zellen zerlegt wird, die miteinander in Verbindung stehen, also gleich hohe Wasserstände aufweisen. Die Hauptscheidewände können im Grundriß geradlinig, gewölbt, als gebrochene Linien angeordnet sein, oder aus einzelnen Wölbungen zwischen den Querwänden bestehen. Die Querwände dienen zur Versteifung des Ganzen und spielen die Rolle von Strebepfeilern. Ein besonderer Vorteil wird in der Schrägstellung der Hauptscheidewände erblickt, etwa unter 45° nach der Talseite hin geneigt, so daß das Wassergewicht zur Vermehrung der Standsicherheit des Ganzen gegen Umkanten benutzt wird. Durch Vermehrung der Zahl der Hauptscheidewände kann die Stufenhöhe zwischen den Wasserständen der benachbarten Zonen und damit die Druckbeanspruchung der einzelnen Wände beliebig klein gestaltet werden. Wichtig ist vor allen Dingen, daß bei dem Wechsel der Wasserstände oberhalb des Staudammes die Wasserstände in den einzelnen Zonen stets stufenförmig abnehmend verbleiben.

Hierzu soll eine Anzahl von Selbstreglern dienen. Röhren zwischen den Zonen sind durch Klappenventile an beiden Enden verschlossen, die sich selbsttätig öffnen, sobald in einer Zone ein Überdruck entsteht, der nicht der beabsichtigten Abstufung der Wasserstände entspricht.

Die zahlreichen der Beschreibung beigegebenen Zeichnungen lassen wegen des zu kleinen Maßstabes und des sehr unklaren Drucks leider

nicht erkennen, ob eine sichere Wirksamkeit der recht verwickelten Anlage jener Selbstregler und der zum Schutz gegen ihr Verschlammen vorgesehenen Schützen, Spülvorrichtungen usw. zu erwarten ist. Il cemento 1913. Nr. 11 u. 12.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Vom Bau der ostafrikanischen Mittel-landbahn. Von Ing. C. Gillmann, Dar-es-Salam. Die mit Abbildungen reich versehene Beschreibung bringt auch Angaben über die Bauwerke der Bahnlinie. Schweizer. Bauztg. 1913. Bd. LXII, Nr. 12 u. 13.

Neuerungen auf dem Gebiete des Untertunnels. Von Dr. - Ing. Fritz Steiner, k. k. Oberkommissär der Generalinspektion der österreichischen Eisenbahnen.

In umfassender Weise werden an der Hand zahlreicher Abbildungen mit Einzelheiten die zurzeit bekannten Baumethoden für Untertunneltunnel besprochen. Es werden unterschieden:

1. Ausführungen in offener Baugrube;
2. Ausführungen im Inneren wasserdichter, unter der Wasseroberfläche herzustellender, ruhender Hohlräume (Kästen), worunter auch die sogenannte „Grabenmethode“ zu rechnen wäre;
3. die Absenkung einzelner Tunnelstücke auf oder als Senkkasten unter die Sohle des Gewässers (Caissonierungsmethode);
4. die Schildbaumethode;
5. Ausführungen im bergmännischen Ausbaue in künstlich gefestigtem Boden (Gefrier- und Versteinerungsmethode). Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1913. Nr. 38 u. 39.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Beton-Literatur.

Von Carl Th. Merz, Architekt (Neustadt a. H.).

Die Statistik der Neuerscheinungen auf dem Gebiete der technischen Fachliteratur weist eine von Jahr zu Jahr steigende, fast zu Bedenken Veranlassung gebende Überproduktion nach. Daß mit dieser rein zahlenmäßigen Zunahme auch die Qualität der literarischen Erzeugnisse gleichen Schritt gehalten hätte, muß leider häufig als nicht zutreffend erkannt werden. Insbesondere läßt sich diese Verflachung durch eine Reihe neuerer Abhandlungen auf dem jüngsten technischen Fachgebiete, nämlich demjenigen des Eisenbetons nachweisen, wo die Fachschriftstellerei fast zum chronischen Leiden geworden ist, an dem viele erkranken, die zu schriftstellerischer Tätigkeit am wenigsten berufen sind.

So erfreulich nun an sich die Ergebnisse

ernster wissenschaftlicher Untersuchungen sind, so sehr ist es zu bedauern, daß unter der Unzahl weit unter dem Mittelwert bleibender Arbeiten gerade die Leistungen hervorragender tiefgründiger Forschung und klarer wissenschaftlicher Erkenntnis am meisten zu leiden haben. Es wird auch durch die Massenproduktion das fachwissenschaftliche Ansehen in keiner Weise gehoben, im Gegenteil das allgemeine Niveau wird herabgedrückt.

Eine bedenkliche Gefahr bilden insbesondere die Erzeugnisse in Form von Lehrbüchern für den jungen Nachwuchs insofern, als die darin niedergelegten Lehren oft mit wissenschaftlichen Ergebnissen nicht im Einklang stehen und deshalb auch gegenüber den Forderungen der Praxis innere Widersprüche herbeiführen müssen, die für den Belehrungsuchenden von nachteiligen Folgen sein können. Es ist z. B. eine allgemein

bekannte Tatsache, daß auch die Absolventen der technischen Hochschulen eine Menge Ballastes diesen Lehrbüchern verdanken und in die Praxis mitbringen, der dann nicht ohne Gefahren für die innere Entwicklung angesichts der ganz anders lautenden Forderungen der Praxis über Bord geworfen werden muß. Diesem Mangel wird ja hoffentlich in absehbarer Zeit durch systematischen hochschulmäßigen Unterricht abgeholfen werden.

In welcher Weise nun viele fachliche Lehrbücher entstehen, mag an einem Beispiel aus dem Gebiet des Eisenbetons gezeigt werden: Vor kurzem erschien in einem durch seine Veröffentlichungen auf diesem Gebiete bekannten Verlage ein Lehrbuch über Veranschlagen von Eisenbetonbauten, das auffallenderweise in einer Spezial-Fachzeitschrift, die eigentlich mit dieser Materie besser vertraut sein müßte, sehr warm empfohlen wurde. Der auch nur annähernd mit der Eigenart des Eisenbetons Vertraute erkennt an dem Titel sofort, warum das Werk jetzt noch als Novum erscheinen konnte. Er weiß auch, daß eine Reihe Berufener und Berufenster aus literarischem Verantwortungsgefühl heraus diese Materie nicht schon längst in Form eines Lehrbuches vorbereiteten. Ist das Veranschlagen im Bauwesen schon im allgemeinen mit Rücksicht auf die wechselnden Forderungen der Praxis in Form von Lehrbüchern sehr schwierig darzustellen, woran sich nur geübte Praktiker mit reichsten Erfahrungen heranwagen können, so ist dies bei dem verhältnismäßig noch jungen und in der Entwicklung begriffenen Eisenbetonbau doppelt der Fall. Gerade hier ist z. Zt. das außerordentlich vielseitige und wechselnde Verfahren des Veranschlagens, unter Berücksichtigung einer für jeden Fall besonderen Preisbildung, am wenigsten in die starre dogmatische Schablone zu bringen. Hier kann nur ausgedehnte und langjährige Erfahrung sowie beständige Übung, verbunden mit einer genauen Kenntnis der jeweiligen örtlichen Verhältnisse und Einzelpreise, Lehrmeisterin sein. Darum ist es auch in allen größeren Betrieben üblich, das Veranschlagen ausschließlich von besonders geübtem Personal vornehmen zu lassen, dem die Resultate einer laufend geführten Nachkalkulation zur Verfügung stehen. Daß die Ergebnisse der Nachkalkulation für jeden Betrieb sehr wertvoll sind und nur durch besondere Organisation und Arbeitsaufwand erlangt werden können, ist wohl ohne weiteres klar, und ebenso versteht es sich für den Einsichtigen von selbst, daß diese mühevoll erlangten Erkenntnisse als Geschäftsgeheimnis behandelt und daher nicht zu Lehrzwecken preisgegeben werden.

Eine Prüfung der genannten Veröffentlichung ergibt demgemäß auch, daß der Verfasser den Stoff nicht mit der hierzu nötigen Allgemeinheit behandeln konnte. Zunächst ist festzustellen,

daß die zeichnerischen Unterlagen allerdings aus der Praxis entnommen wurden. Sie entstammen mit einigen Ausnahmen dem Archiv einer bekannten Eisenbetonfirma, bei der der Verfasser früher in Stellung war. Daß die Unterlagen ohne Vorwissen der Firma entnommen und ebenso ohne Einwilligung zu einer derartigen Veröffentlichung benutzt wurden, sei nebenbei bemerkt, soll indessen als Sache des persönlichen Gefühls hier nicht besonders gewogen werden. Die Kalkulationsbeispiele beziehen sich nur auf einzelne Fälle und müssen als schablonenhaft bezeichnet werden; denn sie sind nach dem vom Verfasser mitgenommenen Material umgearbeitet. Dadurch ergeben sich für die Anwendung auf andere Fälle Unzuträglichkeiten und Widersprüche. Um nur ein Beispiel, den Considère-Pfahl, herauszugreifen, soll festgestellt werden, daß derselbe in der Abhandlung mit 26,50 Mark für das Pfahlmeter veranschlagt ist, während er tatsächlich allgemein zum Preise von 17—18 Mark für das Pfahlmeter ausgeführt wird. Nimmt man eine allgemein vorkommende durchschnittliche Pfahllänge von von etwa 10 m an, so ergibt sich eine Differenz pro Pfahl von rund 100 Mark!! Ähnliche unzuverlässige Abhandlungen sind übrigens auch auf anderen Fachgebieten bekannt.

Es dürfte klar liegen, daß derartige irreführende Veröffentlichungen im Interesse der ernststen Forschung keinerlei Empfehlung verdienen, zumal sie eine Schädigung weiterer Kreise darstellen. Am wenigsten aber dürfte die Empfehlung von solchen Persönlichkeiten ausgehen, die sich in der Fachliteratur eines gewissen äußeren Ansehens erfreuen. Für jeden Schriftsteller, besonders für den als Kritiker berufenen, ist ein stark ausgeprägtes literarisches Verantwortlichkeitsgefühl an erster Stelle notwendig: Wer dieses nicht besitzt oder wer nicht in der Lage ist, das behandelte Thema auf Grund klarer Erkenntnis und praktischer Erfahrung mit gutem Wissen der Öffentlichkeit zu übergeben, tut besser, jede Veröffentlichung zu unterlassen. Er leistet damit der Allgemeinheit und besonders dem Lernenden einen unschätzbaren Dienst. Nirgends ist die Befolgung der Mahnung: „Weniger Arbeiten, aber gründlichere Arbeit!“ mehr am Platze als hier, wenn nicht die Wertschätzung der Fachliteratur erheblich an Ansehen verlieren soll.

Zunahme der Konkurse im Baugewerbe.

Das Bau- und Terraingeschäft steht — besonders in den Großstädten — seit zwei Jahren im Zeichen einer recht schweren Krise. Das Nachlassen des Geldzuflusses zum Bauplatz und die vorangegangene Überproduktion von größeren Wohnungen haben zum Zusammen-

bruch zahlreicher nicht allzu gut fundierter Unternehmungen geführt. Vom reinen Baugeschäft griffen die Schwierigkeiten über auf die verwandten Gewerbe, auf Maler, Glaser, Tischler, Zimmerer, Bauschlosser usw., die vielfach bei den Insolvenzen von Baufirmen große Verluste erlitten. Neben der Zunahme der Zwangsversteigerungen von Grundstücken und Gebäuden spiegeln vor allem die ungünstigen Ergebnisse der Konkursstatistik die Depression des Baumarktes wieder. In den Jahren 1907—1912 betrug die Zahl der neuen Konkurse im Baugewerbe:

Jahr	Neue Konkursanträge	Eröffnete Konkursverfahren	Wegen Mangels an Masse abgelehnt
1907	817	675	142
1908	795	628	167
1909	661	494	167
1910	629	454	175
1911	724	528	196
1912	978	730	248

Die neuen Konkurse im Baugewerbe machten im Jahre 1912 8,09 % sämtlicher neuen Konkurse aus. Im Jahre 1911 entfielen auf das Baugewerbe nur 6,56 % aller Pleiten. Auf die verschiedenen Gebiete des Baugewerbes verteilen sich die Konkurse des Jahres 1912, wie folgt:

	Neue Konkursanträge	Eröffnete Konkursverfahren	Wegen Mangels an Masse abgelehnt
Hoch- u. Tiefbau	479	353	126
Feldmesser, Kulturtechniker usw.	3	2	1
Maurer	121	89	32
Zimmerer	96	80	16
Glaser	46	39	7
Maler, Anstreicher	92	60	32
Tapezierer, Dekorateur	50	38	12
Stuckateure	13	8	5
Dachdecker	16	12	4
Steinsetzer, Pflasterer usw.	10	6	4
Brunnenmacher	2	2	—
Gas- u. Wasserleitungsinstallateure	33	25	8
Ofensetzer	14	13	1
Schornsteinfeger	3	3	—

Auch auf andere Gewerbe, die zum Baumarkt in Beziehungen stehen, haben die Zahlungsschwierigkeiten sich ausgedehnt. So betrug in den letzten vier Jahren die Zahl der neuen Konkursanträge im Holzgewerbe und in der Industrie der Steine und Erden (vorwiegend Herstellung von Baumaterialien):

	1909	1910	1911	1912
Holzgewerbe	501	438	451	497
Baustoffindustrie	201	225	193	243

Die Fortdauer der Depression im städtischen Wohnungsbau dürfte am Schluß des Jahres wiederum in einem kräftigen Steigen der Konkursziffern zum Ausdruck kommen. R. C. 5.

Die Rentabilität der Baustoffindustrie.

Trotz der schon im Jahre 1912 herrschenden Ungunst der Baukonjunktur hat sich die Rentabilität einiger wichtiger Zweige der Baustoffindustrie, nämlich der Steinbrüche und der Zementfabriken, im letzten Geschäftsjahr noch recht wesentlich gehoben. Infolgedessen ist auch die für sämtliche Aktiengesellschaften der Herstellung von Baumaterialien berechnete Durchschnittsdividende gestiegen. Bisher haben nämlich insgesamt 207 Gesellschaften ihre Bilanzen für die Jahre 1911 und 1912 hinsichtlich des Dividendenertrags vergleichbar veröffentlicht. Das Nominalkapital dieser Gesellschaften ist von 281,77 Millionen Mark auf 284,35 Millionen Mark angewachsen. Die Summe der verteilten Dividende stieg gleichzeitig von 17,16 auf 19,84 Millionen Mark. Der durchschnittliche Dividendenertrag erhöhte sich also von 6,1 auf 7,0 %. In den einzelnen Gruppen waren folgende Ergebnisse zu verzeichnen:

	Zahl der Gesellschaften	Aktienkapital 1911 1912 Millionen Mark	Dividende 1911 1912 %
Steinbrüche	21	21,35 21,83	4,9 5,8
Mörtel- u. Kalkwerke	11	13,77 13,77	5,8 4,7
Ziegeleien	50	26,29 27,19	4,6 3,0
Tonwerke, Chamottefabriken	26	47,83 47,26	9,6 9,4
Zementfabriken	74	150,65 152,35	5,2 7,3
Übrige Baumaterialien	25	21,89 21,93	7,4 7,2

Die Gewinn- und Verlustergebnisse, soweit solche zu ermitteln waren, gestalteten sich in den verschiedenen Zweigen der Baustoffindustrie folgendermaßen:

	Zahl der Gesellschaften	Aktienkapital 1911 1912 Mill. Mark	Zahl der Gesellschaften	Aktienkapital 1911 1912 Mill. Mark	Verlust 1911 1912
Steinbrüche	20	21,69 1,76	5	1,86	0,30
Mörtel- und Kalkwerke	10	9,30 1,17	3	5,73	0,34
Ziegeleien	40	17,09 2,37	18	12,71	1,29
Tonwerke, Chamottefabriken	26	48,58 6,84	4	1,44	0,32
Zementfabriken	68	141,94 15,21	7	9,09	4,32
Übrige Baumaterialien	21	23,54 2,97	6	3,27	0,92

Ganz auffallend verschlechtert haben sich die Ergebnisse der Kalk- und Mörtelwerke und der Ziegeleien. In der gesamten Baustoffindustrie ist nach den bis jetzt vorliegenden Bilanzen die Zahl der mit Verlust arbeitenden Gesellschaften im letzten Jahre von 47 auf 43 zurückgegangen. R. C. 10.

Auswüchse des Konkurrenzkampfes.

(Urteil des Reichsgerichtes vom 30. September 1913.)

Leipzig, 30. September 1913. (Nachdruck verboten.) Ein nicht gerade alltäglicher Fall des unlauteren Wettbewerbs, der zugleich ein grelles Schlaglicht auf eigenartige Geschäftspraktiken im modernen Konkurrenzkampf wirft, beschäftigte heute das Reichsgericht in der Revisionsinstanz. Der Tatbestand war folgender: Vier Firmen der

Gipsfabrikation in und bei Osterode am Harz hatten sich vor einiger Zeit zwecks gemeinsamer Verwertung ihrer Erzeugnisse zu einer Gesellschaft mit beschränkter Haftung unter dem Namen „Vereinigte Harzer Gipswerke“ zusammengeschlossen. Die fünfte Fabrik dieser Branche, Boergardts & Pohl, war jedoch nicht mit aufgenommen, da sie für nicht ganz sicher galt. Weil aber trotzdem ihre Konkurrenz zu fürchten war, beabsichtigte der Konzern, zu versuchen, sie entweder in seine Hände zu bringen oder sie ganz zu unterdrücken. Ein direktes Vorgehen, nämlich Forderungen gegen B. & P. sowie Hypotheken aufzukaufen, würde jedoch sofort Mißtrauen bei B. & P. erregt und vielleicht zu einer finanziellen Aktion gegen die H. G.-W. geführt haben. Daher suchte man nach einer geeigneten Persönlichkeit, die in unverfänglicher Weise zu B. & P. in geschäftliche Beziehungen treten und so allmählich diese Fabrik finanziell den H. G.-W. ausliefern könnte, und glaubte, sie in der Person des Kaufmanns J. M. gefunden zu haben. M. sollte Wechselorderungen an B. & P. aufkaufen und erhielt zu diesem Zwecke reichlich Mittel zur Verfügung gestellt, auch wurde eine Vergütung vereinbart. Anfang Juli 1911 wandte sich nun M. brieflich an die Firma B. & P., indem er erklärte, er sei Vertreter einer großen Gipsfirma, die mit ihnen in geschäftliche Beziehungen treten wolle; er ließ hierbei durchblicken, daß er nicht abgeneigt sei, sich eventuell persönlich zu beteiligen. Daraufhin fand in Halle eine Unterredung zwischen M. und dem Leiter der Firma B. & P., K., statt. M. machte Andeutungen über den Plan einer etwaigen Umwandlung der B. & P.-schen Firma in eine Aktiengesellschaft, da er etwa 15 000 Mark habe, die er gern auf diese Weise anlegen würde. Er erklärte schließlich auch dem K., daß er sich über die Verhältnisse seiner Firma erkundigt habe. Dadurch gelang es ihm, das Mißtrauen K.-s, wenn auch nicht gänzlich, zu überwinden. Schließlich bot er ihm sogar Geld gegen Akzepten an bis zur Höhe von 8000 M., die K. annahm. Dies tat M. aber in der Hoffnung, daß K. am Fälligkeitstermine die Wechsel nicht einlösen könne und somit in die Hände des Konzerns geriete. Dagegen sollte K. ihm eine genaue Aufstellung über Produktion, Absatzstellen, Verbindlichkeiten usw. der B. & P.-schen Fabrik übersenden. M., der den H. G.-W. über diese Vorgänge berichtete, erhielt nun den Auftrag, detaillierte Angaben von K. zu verlangen. Auf einen Brief des M. an K. hin machte K. dem M. vertraulich Mitteilungen über seine Firma, und zwar über die Hypotheken, die Bewertung der Immobilien, die Beteiligung zweier stiller Gesellschafter u. a. m.; M. wiederum übermittelte diese Auskünfte den H. G.-W., bis schließlich die Aktion eingestellt wurde und B. & P. in Konkurs gerieten. Durch einen ehemaligen Angestellten der H. G.-W. erfuhren B. & P., welche Rolle M. gespielt hatte, und stellten daher Strafantrag gegen ihn. Das Landgericht Göttingen erachtete ein Vergehen gegen § 17 Abs. 2 des Wettbewerbsgesetzes, der denjenigen mit Strafe bedroht, der Geschäfts- und Betriebsgeheimnisse, deren Kenntnis er durch eine gegen die guten Sitten verstoßende eigene Handlung erlangt hat, an andere mitteilt, für gegeben und verurteilte daher M. zu zwei Monaten Gefängnis und zu einer Geldstrafe von 1000 M. Aus der Begründung der Entscheidung sei hervorgehoben, daß maschinelle Einrichtungen, Selbstkostenpreise, Absatzgelegenheiten, Inventar usw., einen Überblick über die geschäftliche Lage und die geschäftlichen Aussichten gewähren und so als Geschäftsgeheimnisse zu schützen seien. Die Handlungsweise M.-s, der sich unter der Maske eines Freundes und Helfers die vertraulichen Mitteilungen erschließen habe, sei für jeden anständig denkenden Menschen unmöglich. M. focht dieses Urteil mit der Revision beim Reichsgericht an, indem er vor allem Prozeßverstöße rügte.

Der fünfte Strafsenat fand jedoch die vorinstanzliche Entscheidung bedenkenfrei und erkannte auf Verwerfung des Rechtsmittels. (Aktenzeichen S. D. 341/13.) S. K.

Wettbewerb - Pforzheim. Aus dem beschränkten Wettbewerbe in Pforzheim betr. eine Eisenbetonbrücke im Zuge der Benkiser Straße ist das von der Firma Wayß u. Freytag in Neustadt a. d. H. eingereichte Projekt einstimmig vom Preisgericht zur Ausführung empfohlen worden. Es stellt einen Dreigelenkbogen mit seitlich herausragenden Gegengewichtsarmen dar, ähnlich der bekannten Ausführung der Berliner Monier-Gesellschaft im Zuge des Mittellandkanals. Bemerkenswert ist, daß die Kämpfergelenke unter die Hochwasserlinie gesetzt und durch seitliche, von außen her besteigbare, sie umgebende Revisionsschächte gegenüber diesem gesichert sind. Die neben dem zur Ausführung empfohlenen Entwurfe vorgelegten Projekte stellten einfache Dreigelenkbogen, eingespannte Balken mit Gegengewichtsarmen bzw. zudem Erdanker an diesen, endlich stark gedrückte Rahmen dar. M. F.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Anleitung für den Maurer, zugleich einige Anweisungen enthaltend für den Betonarbeiter und Putzer. Von J. A. van der Kloes, Professor der Baumaterialienkunde an der Technischen Hochschule zu Delft. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“, Berlin 1913. Preis geb. 3,50 M.

Der Inhalt des Buches zerfällt in 8 Abschnitte und eine Nachschrift. Der erste Abschnitt enthält eine Zusammenfassung der Naturgesetze und Erscheinungen, welche beim Herstellen von Ziegel- und Betonmauern unbedingt beachtet werden müssen. Davon seien hier erwähnt: die Wasserdichtigkeit des Mörtels bei vollständiger Ausfüllung der Poren durch das Bindemittel, der Mauerausschlag durch Magnesiumsulfat, die Krustenbildung durch Auslaugen von kohlensaurem Kalk aus dem Mörtel, die Verwitterung, der Mauerfraß, die Osmose und die Einwirkung des Frostes oder des vollständigen Austrocknens des Bodens. Diese Erläuterungen sind teilweise durch Bilder ergänzt.

Die nächsten 4 Abschnitte: das Mauern, Mauersteine und deren Gebrauch, Grundstoffe für die Mörtelbereitung, Zusammensetzung, Bereitung und Gebrauch des Mörtels enthalten sowohl für den Lernenden, als auch für den erfahrenen Fachmann praktische Winke. Der Verfasser führt die meisten Schäden, welche sich an Ziegel- und Betonmauerwerk zeigen, zurück auf den zu großen Kalkgehalt des Mörtels; sie können nach Ausführungen von der Kloes' durch Zusatzzusatz vermieden werden.

Das sechste Kapitel behandelt in kurzen Zügen die Zusammensetzung, Bereitung und den Gebrauch von Stampfbeton, Eisenbeton, Estrichen und Kunststeinen.

Im siebenten Abschnitt sind gestreift die weiteren Arbeiten des Ausbaues, wie Verlegen von Plattenpflaster, Außen- und Innenputz, Rohrlegen und dergleichen.

Dann folgen im letzten Abschnitt Kostenberechnungen mehrerer Mischungen nach den angeführten Grundsätzen für Mörtel, Beton und Gips. Die Nachschrift enthält für Mörtel, Beton und Gips. Die Nachschrift enthält eine Abhandlung über die Anwendung von Preßmörtel zur Wiederherstellung schadhafter Bauten. Ostertag.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.